



TUGAS AKHIR - RC14 1501

PERKUATAN JEMBATAN BALOK BAJA KOMPOSIT MENGGUNAKAN *CARBON FIBER* *REINFORCED POLYMER* (CFRP)

RAYHAN ARIWARDHANA
NRP. 3111 100 050

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT - RC14 1501

STRENGTHENING OF STEEL COMPOSITE BRIDGE WITH *CARBON FIBER REINFORCED POLYMER* (CFRP)

RAYHAN ARIWARDHANA
NRP. 3111 100 050

SUPERVISORS :
Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

Civil Engineering Department
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015

**PERKUATAN JEMBATAN BALOK BAJA
KOMPOSIT MENGGUNAKAN
CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP)**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar sarjana teknik
pada

Program Studi S-1, Jurusan Teknik Sipil,
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan,
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Oleh :

Rayhan Ariwardhana
NRP. 3111 100 050

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing Tugas Akhir I

Pembimbing Tugas Akhir II


Prof. Tayio, ST, MT, Ph.D.
NIP. 197003271997021001


Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.
NIP. 195503251980031004

Surabaya, Juni 2015

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

2015

PERKUATAN JEMBATAN BALOK BAJA KOMPOSIT MENGGUNAKAN CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP)

Nama Mahasiswa : Rayhan Ariwardhana
NRP : 3111 100 050
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS.

Abstrak

Jembatan Ciwaringin merupakan jembatan yang terletak di kota Cirebon. Jembatan yang memiliki lebar jembatan 9 meter dan bentang terpanjang 16 meter ini saya gunakan sebagai objek tugas akhir saya. Tugas akhir ini mencoba memberikan alternatif lain dalam metode perbaikan struktur jembatan.

Perkutan menggunakan CFRP merupakan solusi paling efektif untuk perkuatan struktur besi, seperti jembatan baja, dan tower baja. CFRP memiliki beberapa keuntungan yaitu memiliki berat yang ringan, tahan terhadap korosi, tidak memerlukan alat berat pada saat pemasangan.

Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP) memiliki sifat fisik yang sangat bagus dengan kekuatan tarik dan modulus elastisitas lebih dari 1200 MPa dan 450 GPa. Dengan kekuatan yang sebesar itu CFRP hanya memiliki berat kurang dari seperlima berat baja dan juga tahan terhadap korosi.

Desain perkuatan jembatan balok baja komposit Menggunakan Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)" pada tugas akhir ini menggunakan CFRP Design Guidelines dari North Carolina State University sebagai panduan dalam perhitungan kekuatan struktur. RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2013 sebagai standar pembebanan jembatan.

Kata Kunci : Carbon Fiber Reinforced Polymer, jembatan balok baja komposit, perkuatan jembatan..

(halaman ini sengaja dikosongkan)

STRENGTHENING OF STEEL COMPOSITE BRIDGE WITH CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP)

Name of Student : Rayhan Ariwardhana
NRP : 3111 100 050
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisors : Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS.

Abstract

Ciwaringin bridge is a bridge that is located in the city of Cirebon. The bridge, which has a width of 9 meters and a span bridge 16 meters. I use this bridge as my final project object. The final project is trying to provide another alternative in repairing bridge structure methods.

Strengthening using CFRP is the most effective solution for retrofitting metal structures, such as steel bridges, and steel tower. CFRP has several advantages that has a light weight, corrosion resistant, and does not require heavy equipment during installation.

Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP) has a very good physical properties with tensile strength and modulus of elasticity of more than 1200 MPa and 450 GPa. With the strength of the CFRP only weighs less than one-fifth the weight of steel and is also resistant to corrosion.

Design of composite steel beam bridge retrofitting Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) in this final project using CFRP Design Guidelines from North Carolina State University as a guide in the strength calculation of the strengthened structure. RSNI T-02-2005 and SNI 2833-2013 as the standard loading bridge

Keywords : bridge retrofitting, Carbon Fiber Reinforced Polymer, steel composite bridge.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan Puji Syukur kami panjatkan kepada Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul “PERKUATAN JEMBATAN BALOK BAJA KOMPOSIT MENGGUNAKAN CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP)”.

Tugas akhir ini disusun guna memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Studi Kesarjanaan (S-1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Desain (FTSP), Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS).

Pada kesempatan kali ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada bapak Prof. Tavier, ST, MT, Ph.D. dan bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS. selaku dosen pembimbing yang selalu mengarahkan dan memberi motivasi dalam pengerjaan tugas akhir ini, kepada orang tua dan keluarga yang selalu menemani dan memberikan dukungan baik moral maupun materiil, kepada teman-teman angkatan 2011 (S-54) yang telah berjuang bersama-sama menyelesaikan studi di jurusan Teknik Sipil ITS.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini masih banyak terdapat kekurangan. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan. Harapan kami semoga seluruh isi tugas akhir ini bermanfaat bagi pembaca, khususnya rekan-rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS.

Surabaya, Juni 2015

Penulis

(halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR ISI

| | |
|--|------|
| ABSTRAK | i |
| ABSTRACT | iii |
| KATA PENGANTAR | v |
| DAFTAR ISI | vii |
| DAFTAR GAMBAR | xiii |
| DAFTAR TABEL | xvii |
| BAB I PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1. Latar Belakang..... | 1 |
| 1.2. Perumusan Masalah..... | 2 |
| 1.3. Tujuan..... | 2 |
| 1.4. Batasan Masalah..... | 3 |
| 1.5. Manfaat..... | 3 |
| BAB II TINJAUAN PUSTAKA | 5 |
| 2.1. Pembebanan Jembatan..... | 5 |
| 2.1.1. Klasifikasi Kelas Jalan | 5 |
| 2.1.2. Beban Tetap | 5 |
| 2.1.3. Beban Lalu Lintas | 6 |
| 2.1.4. Aksi Lingkungan..... | 7 |
| 2.2. <i>Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)</i> | 7 |
| 2.3. Desain Perkuatan menggunakan CFRP | 9 |
| 2.3.1. Analisis Kekuatan Penampang..... | 9 |
| 2.3.2. Analisis Kekuatan Perekat | 11 |
| BAB III METODOLOGI | 15 |
| 3.1. Umum..... | 15 |
| 3.2. Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir..... | 15 |
| 3.3. Studi Literatur dan Pengumpulan Data | 15 |
| 3.4. Desain Struktur Atas Jembatan Kelas IIIa..... | 16 |
| 3.4.1. Lebar Efektif Pelat Beton | 17 |
| 3.4.2. Sifat Penampang..... | 17 |
| 3.4.3. Analisa Momen Nominal dengan Distribusi Plastis... 17 | |
| 3.4.4. Kontrol Kekutan Balok | 19 |
| 3.5. Desain Abutmen dan Pier Jembatan Kelas IIIa | 19 |
| 3.6. Analisis Kekuatan Gelagar Utama terhadap peningkatan | |

| | |
|---|-----------|
| beban lalu lintas..... | 19 |
| 3.7. Analisis Perkuatan Kapasitas Lentur Penampang Balok dengan CFRP | 19 |
| 3.8. Analisis Perekat CFRP dengan Balok Baja Komposit..... | 20 |
| 3.9. Gambar Teknis dan Pendetailan..... | 20 |
| BAB IV DESAIN STRUKTUR ATAS JEMBATAN | 21 |
| 4.1. Preliminary Design..... | 21 |
| 4.2. Desain Slab Lantai Kendaraan | 22 |
| 4.2.1. Pembebanan | 22 |
| 4.2.2. Perhitungan Tulangan..... | 24 |
| 4.2.3. Kontrol Geser Ponds | 26 |
| 4.3. Perhitungan Slab Trotoar..... | 28 |
| 4.3.1. Pembebanan | 28 |
| 4.3.2. Pembesian Slab Trotoar..... | 30 |
| 4.4. Desain Plat Injak | 32 |
| 4.4.1. Plat Injak Arah Melintang | 32 |
| 4.4.2. Plat Injak Arah Memanjang | 35 |
| 4.5. Desain <i>Shear Connector</i> | 38 |
| 4.6. Desain Balok Memanjang Gelagar 1 (12 m)..... | 39 |
| 4.6.1. Pembebanan | 40 |
| 4.6.2. Analisa Sebelum Komposit | 46 |
| 4.6.3. Analisa Setelah Komposit | 46 |
| 4.6.4. Kontrol Lendutan | 49 |
| 4.7. Desain Balok Utama Gelagar 2 (16,3 m) | 51 |
| 4.7.1. Pembebanan | 51 |
| 4.7.2. Analisa Sebelum Komposit | 57 |
| 4.7.3. Analisa Setelah Komposit | 57 |
| 4.7.4. Kontrol Lendutan | 59 |
| 4.8. Desain Sambungan..... | 61 |
| 4.9. Desain Elastomer..... | 64 |
| 4.9.1. Pembebanan | 65 |
| 4.9.2. Faktor Bentuk | 65 |
| 4.9.3. Persyaratan Perencanaan | 66 |
| 4.10. Desain Balok Melintang..... | 68 |

| | |
|--|-----------|
| BAB V DESAIN ABUTMEN | 69 |
| 5.1. Data Desain | 69 |
| 5.2. Pembebanan | 69 |
| 5.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS) | 69 |
| 5.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS). | 70 |
| 5.2.3. Beban Mati Tambahan (MA) | 71 |
| 5.2.4. Beban Tekanan Tanah (TA) | 72 |
| 5.2.5. Beban Lajur “D” (TD)..... | 73 |
| 5.2.6. Beban Pedestrian (TP)..... | 74 |
| 5.2.7. Gaya Rem (TB) | 74 |
| 5.2.8. Beban Angin (EW)..... | 74 |
| 5.2.9. Beban Temperatur (ET)..... | 75 |
| 5.2.10. Beban Gempa (EQ) | 76 |
| 5.2.11. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa. | 81 |
| 5.2.12. Kombinasi Beban Kerja | 83 |
| 5.3. Kontrol Stabilitas Guling..... | 84 |
| 5.3.1. Stabilitas Guling Arah X | 84 |
| 5.3.1. Stabilitas Guling Arah Y | 84 |
| 5.4. Desain Tiang Pancang | 85 |
| 5.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang | 86 |
| 5.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang..... | 89 |
| 5.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang | 92 |
| 5.5. Analisis Breast Wall | 94 |
| 5.5.1. Pembebanan Breast Wall..... | 94 |
| 5.5.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall | 98 |
| 5.5.3. Penulangan Breast Wall | 98 |
| 5.6. Back Wall | 99 |
| 5.6.1. Pembebanan Back Wall..... | 99 |
| 5.6.2. Penulangan Back Wall | 101 |
| 5.7. Analisis Wing Wall | 103 |
| 5.7.1. Pembebanan Wing Wall..... | 103 |
| 5.7.2. Penulangan Wing Wall..... | 104 |
| 5.8. Analisis Pile Cap | 108 |
| 5.8.1. Pembebanan Pile Cap..... | 108 |
| 5.8.2. Penulangan Pile Cap..... | 109 |

| | |
|---|-----|
| 5.8.3 Kontrol Geser Pons | 112 |
| BAB VI DESAIN PIER | 113 |
| 6.1. Data Desain | 113 |
| 6.2. Pembebanan | 113 |
| 6.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS)..... | 113 |
| 6.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS) | 115 |
| 6.2.3. Beban Mati Tambahan (MA) | 116 |
| 6.2.4. Beban Lajur “D” (TD)..... | 116 |
| 6.2.5. Beban Pedestrian (TP)..... | 118 |
| 6.2.6. Gaya Rem (TB)..... | 119 |
| 6.2.7. Beban Angin (EW)..... | 119 |
| 6.2.8. Beban Aliran Air, Hanyutan, Tumbukan Kayu (EF).. | 120 |
| 6.2.9. Beban Gempa (EQ) | 121 |
| 6.2.10. Kombinasi Beban Kerja | 125 |
| 6.3. Kontrol Stabilitas Guling..... | 126 |
| 6.3.1. Stabilitas Guling Arah X | 126 |
| 6.3.2. Stabilitas Guling Arah Y | 127 |
| 6.4. Desain Tiang Pancang..... | 127 |
| 6.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang | 127 |
| 6.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang..... | 131 |
| 6.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang | 134 |
| 6.5. Analisis Pier Head | 134 |
| 6.5.1. Pembebanan Pier Head..... | 135 |
| 6.5.2. Penulangan Pier Head | 135 |
| 6.6. Analisis Breast Wall..... | 137 |
| 6.6.1. Pembebanan Breast Wall..... | 137 |
| 6.6.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall | 139 |
| 6.6.3. Penulangan Breast Wall | 140 |
| 6.7. Analisis Pile Cap | 141 |
| 6.7.1. Pembebanan Pile Cap..... | 141 |
| 6.7.2. Penulangan Pile Cap..... | 142 |
| 6.7.3 Kontrol Geser Pons | 144 |
| BAB VII ANALISIS PENINGKATAN BEBAN LALU LINTAS | 147 |
| 7.1. Umum..... | 147 |

| | |
|---|------------|
| 7.2. Analisis Lantai Kendaraan | 147 |
| 7.3. Analisis Plat Injak | 147 |
| 7.4. Analisis Gelagar Utama..... | 147 |
| 7.5. Analisis Elastomer..... | 150 |
| BAB VII DESAIN PERKUATAN | |
| GELAGAR BAJA | 153 |
| 8.1. Umum..... | 153 |
| 8.2. Data Perencanaan | 153 |
| 8.3. Pembebanan | 154 |
| 8.4. Desain Perkuatan Jembatan Gelagar 1. | 154 |
| 8.4.1. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Layan..... | 154 |
| 8.4.2. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Ultimate. | 158 |
| 8.4.3. Kontrol Lendutan | 162 |
| 8.4.4. Kontrol Tegangan Pada Perekat | 163 |
| 8.5. Desain Perkuatan Jembatan Gelagar 2. | 168 |
| 8.5.1. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Layan..... | 168 |
| 8.5.2. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Ultimate. | 171 |
| 8.5.3. Kontrol Lendutan | 175 |
| 8.5.4. Kontrol Tegangan Pada Perekat | 176 |
| BAB I PENUTUP | 181 |
| 9.1. Kesimpulan..... | 181 |
| 9.2. Saran..... | 182 |
| DAFTAR PUSTAKA | 183 |
| LAMPIRAN A | |
| LAMPIRAN B | |
| LAMPIRAN C | |

(halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

| | |
|---|-----|
| Tabel 2.1. Kelas Jalan Berdasarkan Muatan yang Melintas | 5 |
| Tabel 2.2. Sifat Fisik CFRP | 7 |
| Tabel 2.3. Faktor Keamanan Parsial Perekat | 12 |
| Tabel 4.1. Berat Sendiri Trotoar per Meter Panjang | 29 |
| Tabel 4.2. Beban Hidup pada Trotoar per Meter Panjang ... | 30 |
| Tabel 5.1. Beban Sendiri Struktur Atas Pada Abutmen | 69 |
| Tabel 5.2. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen | 70 |
| Tabel 5.3. Berat Mati Tambahan pada Abutmen | 71 |
| Tabel 5.4. Perhitungan Tekanan Tanah | 72 |
| Tabel 5.5. Perhitungan Beban Gempa | 79 |
| Tabel 5.6. Rekap Beban Pada Abutmen | 83 |
| Tabel 5.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja | 84 |
| Tabel 5.8. Stabilitas Guling Arah X | 84 |
| Tabel 5.9. Stabilitas Guling Arah Y | 85 |
| Tabel 5.10. Kekuatan Ultimate 1 tiang pancang \varnothing 40 cm... | 87 |
| Tabel 5.11. Beban Maksimum Arah X | 90 |
| Tabel 5.12. Beban Maksimum Arah Y | 90 |
| Tabel 5.13. Perhitungan Beban Pada 1 Tiang Pancang | 92 |
| Tabel 5.14. Perhitungan Beban Sendiri Breast Wall | 94 |
| Tabel 5.15. Perhitungan Tekanan Tanah | 95 |
| Tabel 5.16. Perhitungan Beban Gempa | 96 |
| Tabel 5.17. Rekap Beban Pada Breast Wall | 97 |
| Tabel 5.18. Kombinasi Beban Pada Breast Wall | 98 |
| Tabel 5.19. Perhitungan Tekanan Tanah | 100 |
| Tabel 5.20. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang .. | 100 |
| Tabel 5.21. Rekap Beban Ultimit Back Wall | 101 |
| Tabel 5.22. Perhitungan Tekanan Tanah | 104 |
| Tabel 5.23. Beban Ultimit Back Wall | 105 |
| Tabel 6.1. Beban Struktur Atas Bentang 2 Pada Pier | 114 |
| Tabel 6.2. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen | 115 |
| Tabel 6.3. Berat Mati Tambahan Gelagar 2 Pada Pier | 116 |
| Tabel 6.4. Perhitungan Gaya Angin Pada Pier | 119 |
| Tabel 6.5. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang ... | 123 |

| | |
|---|-----|
| Tabel 6.6. Rekap Beban Pada Pier | 125 |
| Tabel 6.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja | 126 |
| Tabel 6.8. Stabilitas Guling Arah X | 126 |
| Tabel 6.9. Stabilitas Guling Arah Y | 127 |
| Tabel 6.10. Kekuatan Ultimate ! tiang pancang Ø 50 cm .. | 129 |
| Tabel 6.11. Beban Maksimum Arah X | 132 |
| Tabel 6.12. Beban Maksimum Arah Y | 132 |
| Tabel 6.13. Perhitungan Rencana Daya Dukung Tanah | 133 |
| Tabel 6.14. Perhitungan Beban Sendiri Breast Wall | 138 |
| Tabel 6.15. Perhitungan Beban Gempa | 138 |
| Tabel 6.16. Rekap Beban Ultimit Breast Wall | 139 |
| Tabel 6.17. Rekap Kombinasi Pembebanan Breast Wall ... | 140 |
| Tabel 8.1. Perhitungan Garis Netral Penampang Transformasi..... | 155 |
| Tabel 8.2. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan..... | 157 |
| Tabel 8.3. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang..... | 158 |
| Tabel 8.4. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate..... | 160 |
| Tabel 8.5. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang..... | 162 |
| Tabel 8.6. Perhitungan Momen Inersia Komposit..... | 162 |
| Tabel 8.7. Perhitungan Garis Netral Penampang Transformasi..... | 168 |
| Tabel 8.8. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan..... | 170 |
| Tabel 8.9. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang..... | 171 |
| Tabel 8.10. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate..... | 173 |
| Tabel 8.11. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang..... | 175 |
| Tabel 8.12. Perhitungan Momen Inersia Komposit..... | 175 |

DAFTAR GAMBAR

| | |
|---|----|
| Gambar 2.1. Beban Lajur “D” | 6 |
| Gambar 2.2. Beban Truk “T” | 6 |
| Gambar 2.3. Perbandingan Kekuatan Berbagai Jenis FRP dan Besi | 8 |
| Gambar 2.4. CFRP yang telah diruncingkan di ujungnya .. | 8 |
| Gambar 2.5. <i>Load Level and Momen-curvature behavior for a strengthened beam</i> | 9 |
| Gambar 2.6. Asumsi Regangan yang Terjadi Pada Profil .. | 10 |
| Gambar 2.7. Variable yang digunakan dalam perhitungan tegangan pada perekat | 14 |
| Gambar 3.1. Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir | 16 |
| Gambar 3.2. Diagram Tegangan Plastis | 18 |
| Gambar 4.1. Potongan Melintang Jembatan | 21 |
| Gambar 4.2. Potongan Melintang Lantai Kendaraan | 22 |
| Gambar 4.3. Bidang Geser Kritis Pelat | 27 |
| Gambar 4.4. Penulangan Plat Lantai kendaraan | 28 |
| Gambar 4.5. Skema Beban Sendiri Trotoar | 28 |
| Gambar 4.6. Skema Beban Hidup Trotoar | 29 |
| Gambar 4.7. Gambar Penulangan Slab Trotoar | 32 |
| Gambar 4.8. Pengaruh Beban T Arah Melintang Pelat Injak | 32 |
| Gambar 4.9. Pengaruh Beban T Arah Memanjang Pelat Injak | 35 |
| Gambar 4.10. Pembesian Plat Injak | 38 |
| Gambar 4.11. Tampak Memanjang Balok bentang 12 m ... | 40 |
| Gambar 4.12. Skema Beban Mati | 41 |
| Gambar 4.13. Skema Beban Lajur | 44 |
| Gambar 4.14. Ilustrasi Distribusi Beban Angin | 45 |
| Gambar 4.15. Diagram tegangan balok komposit | 48 |
| Gambar 4.16. Diagram penampang transformasi | 50 |
| Gambar 4.17. Tampak Memanjang Balok 16,3 m | 52 |
| Gambar 4.18. Ilustrasi Distribusi Beban Angin | 56 |
| Gambar 4.19. Diagram tegangan balok komposit | 58 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Gambar 4.20. | Diagram penampang transformasi | 60 |
| Gambar 5.1. | Skema Beban Sendiri Abutmen | 70 |
| Gambar 5.2. | Skema Tekana Tanah | 72 |
| Gambar 5.3. | Skema Pembebanan Beban Lajur D..... | 73 |
| Gambar 5.4. | Skema Beban Angin | 74 |
| Gambar 5.5. | Skema Beban Temperatur Pada Abutmen | 76 |
| Gambar 5.6. | Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa | 82 |
| Gambar 5.7. | Grafik Kedalaman vs Daya Dukung Pondasi | 88 |
| Gambar 5.8. | Denah Tiang pancang..... | 89 |
| Gambar 5.9. | Skema Beban Sendiri Breast Wall | 94 |
| Gambar 5.10. | Skema Tekana Tanah | 95 |
| Gambar 5.11. | Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa | 97 |
| Gambar 5.12. | Diagram Interaksi P-M Breast Wall..... | 98 |
| Gambar 5.13. | Skema Tekana Tanah | 99 |
| Gambar 5.14. | Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa | 100 |
| Gambar 5.15. | Detail Ukuran Wingwall | 103 |
| Gambar 5.16. | Tekanan Tanah Pada Wing Wall | 103 |
| Gambar 5.17. | Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa | 104 |
| Gambar 5.18. | Skema Pembebanan Pile Cap..... | 108 |
| Gambar 5.19. | Skema Pengaruh Geser Pons pada Pile Cap | 110 |
| Gambar 6.1. | Posisi Beban Struktur Atas Pada Pier | 114 |
| Gambar 6.2. | Skema Beban Sendiri Struktur Bawah..... | 115 |
| Gambar 6.3. | Skema Pembebanan Beban Lajur D..... | 117 |
| Gambar 6.4. | Grafik Kedalaman vs Daya Dukung Pondasi | 130 |
| Gambar 6.5. | Denah Tiang pancang..... | 131 |
| Gambar 6.6. | Skema Beban Sendiri Breast Wall | 131 |
| Gambar 6.7. | Diagram Interaksi P-M Breast Wall..... | 140 |
| Gambar 6.8. | Skema Pembebanan Pile Cap..... | 141 |
| Gambar 6.9. | Skema Pengaruh Geser Pons pada Pile Cap | 144 |
| Gambar 7.1. | Bidang Momen Gelagar 1 | 148 |
| Gambar 7.2. | Bidang Momen Gelagar 2 | 148 |
| Gambar 7.3. | Bidang Geser Gelagar 1 | 149 |
| Gambar 7.4. | Bidang Geser Gelagar 2 | 149 |
| Gambar 7.3. | Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan | 156 |

| | |
|---|-----|
| Gambar 7.4. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate | 160 |
| Gambar 7.5. Posisi Beban P Ekuivalen pada Gelagar Bentang 1 | 164 |
| Gambar 7.6. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan | 170 |
| Gambar 7.7. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate | 173 |
| Gambar 7.6. Posisi Beban P Ekuivalen pada Jembatan Gelagar 2 | 177 |

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan merupakan suatu konstruksi untuk menghubungkan dua ruas jalan yang dipisahkan oleh rintangan berupa sungai, lembah, rel kereta api dll. Oleh sebab itu Jembatan merupakan salah satu prasarana transportasi yang sangat penting. Jembatan dibagi menjadi beberapa jenis, yaitu jembatan balok beton bertulang, jembatan balok baja, jembatan balok beton prategang, jembatan rangka baja, dll. Penggunaan jenis-jenis jembatan didasarkan pada bentang jembatan yang akan dibangun.

Jembatan Ciwaringin adalah jembatan yang terletak di kota Cirebon. Jembatan yang dibangun untuk melintasi sungai Ciwaringin ini memiliki lebar lantai kendaraan tujuh meter dan bentang jembatan terpanjang sebesar enam belas meter. Jembatan Ciwaringin ini saya gunakan sebagai objek tugas akhir saya untuk perkuatan jembatan menggunakan CFRP.

Perkuatan struktur atas jembatan jembatan terdiri dari berbagai cara, yaitu: Memperbesar Elemen Struktur, Prategang Eksternal, Perkuatan dengan Plat Baja, *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP), Perubahan Sistem Struktur. Dari cara-cara yang telah disebutkan Perkuatan dengan menggunakan plat CFRP lebih efisien dibandingkan dengan metode lain. Hal ini dikarenakan CFRP memiliki berat yang ringan, tahan terhadap korosi, dan tidak memerlukan alat berat pada saat pemasangan, pada saat pemasangan tidak perlu dilakukan penutupan lalu lintas kendaraan yang melewati atas jembatan. (Michael W. Reed dan Robert W. Barnes, 2004)

Fiber Reinforced Plastics (FRP) adalah material yang terbuat dari serat dengan mutu tinggi seperti *Glass*, *Aramid*, dan *Carbon*, Sifat fisik dan mekanik yang tinggi membuat FRP menjadi material yang sangat tepat digunakan untuk perkuatan struktur. *Carbon Fiber Reinforced Plastic* (CFRP) memiliki sifat fisik yang sangat bagus dengan kekuatan tarik dan modulus

elastisitas lebih dari 1200 MPa dan 400 GPa. Dengan kekuatan yang sebesar itu CFRP hanya memiliki berat kurang dari seperlima berat baja dan juga tahan terhadap korosi. (Tavakkolizadeh dan Saadatmanesh, 2003)

Dalam penulisan tugas akhir ini akan dilakukan pembahasan tentang bagaimana cara merencanakan “Perkuatan Jembatan Balok Baja Komposit dengan Menggunakan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP)”

1.2. Perumusan Masalah

Masalah Utama

Bagaimanakah desain perkuatan menggunakan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) yang tepat untuk digunakan dalam perkuatan Jembatan Balok Baja Komposit?

Detail Masalah

- Bagaimanakah desain jembatan gelagar baja komposit untuk jembatan kelas IIIa?
- Bagaimanakah desain abutmen dan pier jembatan?
- Bagaimanakah analisis kekuatan lentur untuk perkuatan CFRP ?
- Bagaimanakah analisis kekuatan perekat CFRP dengan balok baja?
- Bagaimanakah gambar teknis Jembatan dengan perkuatan CFRP?

1.3. Tujuan

Tujuan Utama

Mengetahui desain perkuatan menggunakan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) yang tepat untuk digunakan dalam perkuatan Jembatan Balok Baja Komposit.

Detail Tujuan

- Mengetahui desain jembatan gelagar baja komposit untuk jembatan kelas IIIa.
- Mengetahui desain abutmen dan pier jembatan.
- Mengetahui analisis kekuatan lentur untuk perkuatan CFRP

- Mengetahui analisis kekuatan perekat CFRP dengan balok baja komposit
- Mengetahui gambar teknis Jembatan dengan perkuatan CFRP

1.4. Batasan Masalah

Pada tugas akhir ini penulis memberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut :

- Tidak menghitung rencana anggaran biaya
- Tidak menghitung perkuatan struktur bangunan bawah jembatan
- Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi di lapangan
- Analisa perhitungan CFRP dilakukan berdasarkan “*Design Guidelines for the Use of HM Strips: Strengthening of Steel Concrete Composite Bridges With High Modulus Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Strips*”
- Material *Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)* menggunakan produk *Mitsubishi Chemical Functional Products, Inc.*
- Perekat yang digunakan adalah merek “*SP Spabond 345 Epoxy*”

1.5. Manfaat

Adapun manfaat yang ingin diperoleh dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- Dengan adanya desain perkuatan jembatan dengan menggunakan CFRP ini, diharapkan dapat memberikan alternatif baru dalam perkuatan jembatan di Indonesia.
- Mahasiswa mampu mendesain perkuatan jembatan balok baja komposit menggunakan CFRP.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pembebanan Jembatan

2.1.1. Klasifikasi Kelas Jalan

Jembatan dibagi dalam beberapa kelas yang didasarkan pada kebutuhan transportasi, pemilihan moda secara tepat dengan mempertimbangkan keunggulan karakteristik masing-masing moda, perkembangan teknologi kendaraan bermotor, muatan sumbu terberat kendaraan bermotor serta konstruksi jalan. Pengelompokan jalan menurut muatan sumbu yang disebut juga kelas jalan dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1. Kelas Jalan Berdasarkan Muatan yang Melintas

| | Kelas Jalan | | | | |
|---------------|------------------|------------------|---------------------|------------------|-----------------|
| | I | II | IIIa | IIIb | IIIc |
| Fungsi Jalan | Arteri | Arteri | Arteri/ Kolektor | Kolektor | Kolektor |
| Lebar Kend. | Maks. 2.50 m | Maks. 2.50 m | Maks. 2.50 m | Maks. 2.50 m | Maks. 2.10 m |
| Panjang Kend. | Maks. 18.00 m | Maks. 18.00 m | Maks. 18.00 m | Maks. 12.00 m | Maks. 9.00 m |
| MST | >10 ton | 10 ton | 8 ton | 8 ton | 8 ton |

2.1.2. Beban Tetap

- **Berat Sendiri / Dead Load**

Merupakan berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Faktor beban berat sendiri diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.2.

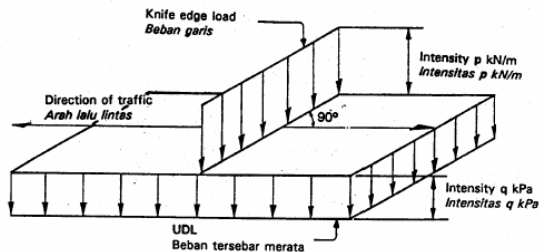
- **Beban Mati Tambahan / Superimposed Dead Load**

Merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Faktor beban mati tambahan diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.3.

2.1.3. Beban Lalu Lintas

- Beban Lajur “D”

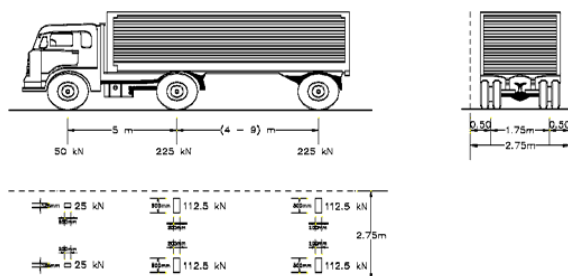
Secara umum beban “D” akan menentukan dalam perhitungan yang mempunyai bentang mulai dari sedang sampai panjang. Sesuai dengan RSNI T-02-2005 pasal 6.3. beban lajur “D” terdiri atas beban tersebar merata (UDL) dan beban garis (KEL). Konfigurasi pembebanan beban “D” dapat dilihat pada gambar 2.1.



Gambar 2.1. Beban Lajur “D”

- Beban Truk “T”

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.4. pembebanan truk terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar 2.2.



Gambar 2.2. Beban Truk “T”

- **Pembebanan Pejalan Kaki**

Sesuai dengan peraturan RSNI T-02-2005 pasal 6.9. semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa.

2.1.4. Aksi Lingkungan

- **Beban Angin**

Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas. Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 7.6 beban angin terbagi menjadi dua yaitu beban angin yang mengenai struktur jembatan dan beban angin yang mengenai kendaraan.

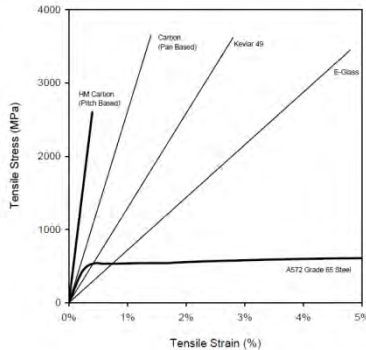
2.2. Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).

Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) adalah material yang terbuat dari serat carbon dengan mutu tinggi. Sifat fisik dan mekanik yang tinggi membuat CFRP menjadi material yang sangat tepat digunakan untuk perkuatan struktur. *Carbon Fiber Reinforced Plastic* (CFRP) memiliki sifat fisik yang sangat bagus dengan kekuatan tarik dan modulus elastisitas lebih dari 1200 MPa dan 420 GPa. Dengan kekuatan yang sebesar itu CFRP hanya memiliki berat kurang dari seperlima berat baja dan juga tahan terhadap korosi. (Tavakkolizadeh dan Saadatmanesh, 2003) Daftar sifat fisik CFRP dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.2. Sifat Fisik CFRP (Schnerch, 2007)

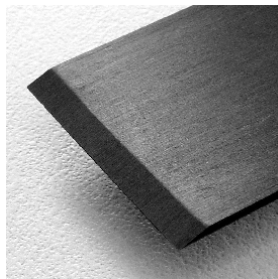
| | Nilai Minimum | Nilai Rata-Rata |
|---------------------|---------------|------------------------|
| Kuat Tarik | 1200 MPa | 1500 MPa |
| Modulus Elastisitas | 420 GPa | 450 GPa |
| Regangan Ultimate | 0,27 % | 0,34 % |
| Berat Jenis | - | 1,82 g/cm ³ |

Sumber: Mitsubishi Chemical Functional Products, Inc.



Gambar 2.3.Perbandingan Kekakuan Berbagai Jenis FRP dan Besi (Schnerch, 2007)

Plat CFRP dapat dilekatkan menggunakan epoxy pada bagian yang terkena tarik pada struktur untuk meningkatkan kekuatan penampang balok baja. Pada perencanaan sambungan dengan menggunakan perekat yang ditentukan oleh tegangan yang terjadi di ujung lembaran CFRP. Beberapa penelitian telah menemukan bahwa dengan meruncingkan ujung CFRP dapat mengoptimalkan fungsi dari sambungan. Posisi pemasangan CFRP dapat dilihat pada gambar 2.4. Sudut untuk meruncingkan CFRP yang paling efektif adalah sebesar 10-20 derajat seperti pada gambar 2.5.



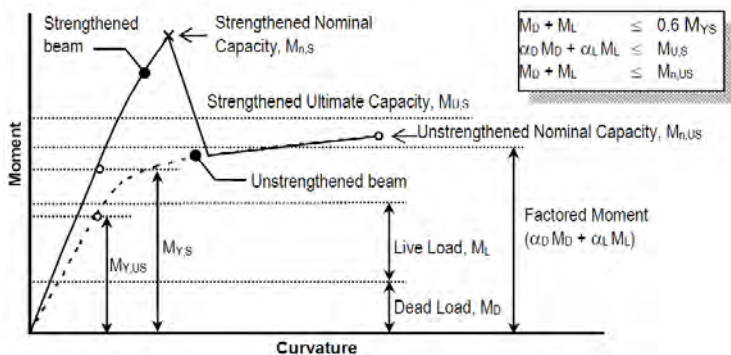
Gambar 2.4. CFRP yang telah diruncingkan di ujungnya (Schnerch, 2007)

2.3. Perencanaan Perkuatan menggunakan CFRP

Pemasangan dan perencanaan CFRP yang benar sangat menentukan untuk memastikan kekuatan jangka panjang dan juga ketepatan perhitungan dengan perilaku struktur yang terjadi. Perencanaan yang harus dilakukan untuk perkuatan dengan CFRP yaitu perencanaan kekuatan bahan terhadap lentur dan regangan, serta perencanaan kekuatan bahan perekat.

2.3.1. Analisis Kekuatan Penampang

Pemasangan material CFRP dapat meningkatkan kekuatan penampang balok baja sehingga dapat mengurangi regangan elastis pada sayap yang terkena tarik pada balok baja dibandingkan dengan balok baja yang tidak diperkuat saat diberi beban yang sama. Untuk memastikan bahwa penampang masih elastis setelah diperkuat, total beban mati dan beban hidup pada kondisi layan harus kurang dari 60 persen dari kapasitas leleh penampang yang telah diperkuat. Untuk memenuhi kebutuhan kekuatan total beban berfaktor harus kurang dari momen ultimit penampang yang telah diperkuat. Untuk memastikan keamanan struktur apabila terjadi kegagalan perkuatan, maka total beban mati dan hidup harus kurang dari momen ultimit penampang sebelum diperkuat. Persyaratan perencanaan perkuatan menggunakan CFRP dapat dilihat pada gambar 2.5.



Gambar 2.5. Load Level and Momen-curvature behavior for a strengthened beam. (Schnersch, 2007)

Analisis kekuatan lentur CFRP dilakukan dengan meninjau besarnya regangan dan tegangan pada profil. Seperti di ilustrasikan pada gambar 2.7. besarnya regangan pada profil dapat ditentukan menggunakan persamaan regangan seperti pada persamaan (2.14) Dari persamaan regangan bisa didapatkan besarnya tegangan yang terjadi pada setiap material. Tegangan untuk setiap komponen dapat digunakan dengan cara mengintegralkan persamaan persamaan (2.15).

$$\varepsilon_{c,x} = \phi x \quad (2.14)$$

$$F_c = b_c \int_{c-t_c}^c f_c(x) dx \quad (2.15)$$

Dimana

$\varepsilon_{c,x}$ = regangan pada plat beton sejarak x dari garis netral

ϕ = sudut kurvatur

x = jarak diatas garis netral

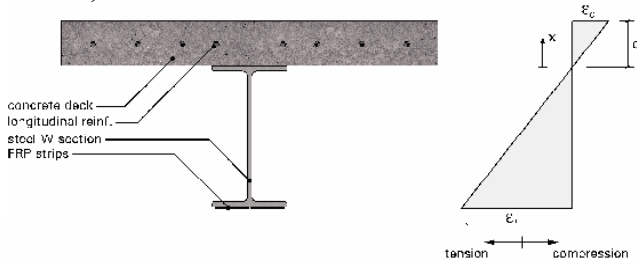
F_c = Resultante gaya pada plat beton

b_c = lebar plat beton

c = jarak garis netral dengan serat paling atas

t_c = tebal plat beton

$f_c(x)$ = gaya yang terjadi pada plat beton sejarak x dari garis netral,



Gambar 2.6. Asumsi Regangan yang Terjadi Pada Profil
(Scnerch, 2007)

Dalam menghitung kekuatan CFRP yang digunakan dalam perhitungan. Kekuatan ultimate CFRP tidak boleh menggunakan kekuatan yang telah dikeluarkan oleh produsen. Tetap kekuatan

CFRP harus direduksi dengan mengurangi tiga kali standar deviasi, σ . Seperti pada persamaan (2.16).

$$f_{FRP,u}^* = f_{FRP,u} - 3\sigma \quad (2.16)$$

Setelah direduksi, kekuatan ultimate CFRP harus dikalikan dengan faktor reduksi lingkungan, C_E . Berdasarkan ACI 440.2R-02 faktor reduksi untuk material carbon fiber yang terexspose eksterior, faktor reduksi sebesar 0.85.

$$f_{FRP,u} = C_E f_{FRP,u}^* \quad (2.17)$$

Pada struktur yang telah diperkuat dengan menggunakan CFRP, tipe keruntuhan yang terjadi pada material yaitu getas. Oleh karena itu berdasarkan AISC LRFD faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang digunakan pada struktur ini sebesar 0.75. Perencanaan kapasitas ultimate untuk balok yang diperkuat (Mus) harus dihitung sebagai ϕM_{ns} .

2.3.2. Analisis Kekuatan Perekat

Pada analisis kekuatan perekat, perlu dihitung tegangan maximum akibat kombinasi tegangan geser, τ , dan tegangan normal, σ . Besarnya tegangan maksimum yang terjadi dapat dihitung menggunakan persamaan persamaan (2.18).

$$\sigma_p = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq \sigma_c \quad (2.18)$$

Safety Factor untuk sambungan struktur yang menggunakan zat adhesive sebagai faktor keamanan untuk kondisi lingkungan yang tidak menentu dan penurunan kekuatan material akibat waktu. Tegangan yang terjadi harus dikalikan dengan partial safety factor untuk sambungan adhesive seperti pada tabel 2.4. (Institute of Structural Engineers, 1999)

Tabel 2.3. Faktor Keamanan Perekat

| | <i>Faktor Keamanan</i> |
|--|------------------------|
| Sumber Penentuan Sifat Perekat | γ_{m1} |
| - Nilai dari <i>Textbook</i> | 1,5 |
| - Hasil Percobaan | 1,25 |
| Metode Pemasangan Perekat | γ_{m2} |
| - Pemasangan Manual tanpa kontrol ketebalan | 1,5 |
| - Pemasangan manual dengan control ketebalan | 1,25 |
| - Pemasangan dengan prosedur yang telah teruji hasil pekerjaannya | 1,0 |
| Tipe Beban | γ_{m3} |
| - Long-term | 1,5 |
| - Short-term | 1,0 |
| Kondisi Lingkungan | γ_{m4} |
| - Kondisi lapangan berbeda dengan kondisi pada saat pengetesan | 2,0 |
| - Sifat perekat ditentukan untuk kondisi layan | 1,0 |
| <i>Fatigue Loading</i> | γ_{m5} |
| - <i>Loading basically static</i> | 1,0 |
| - <i>Significant fatigue loading, periodic inspection, good access</i> | 1,5 |
| - <i>Significant fatigue loading, periodic inspection, poor access</i> | 2,0 |
| - <i>Significant fatigue loading, no inspection/maintenance</i> | 2,5 |

Besarnya tegangan yang terjadi pada sambungan adhesive yang paling besar terjadi pada ujung pelat CFRP. Besarnya tegangan bisa didapatkan dengan menggunakan persamaan persamaan (2.19) untuk tegangan geser dan persamaan persamaan (2.20) untuk tegangan normal.

$$\tau_{max} = B_1 + m_1 P \quad (2.19)$$

$$\sigma_{max} = C_1 - n_1 B_2 \lambda \quad (2.20)$$

Dimana

$$B_1 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right] - m_1 P e^{-k}$$

$$B_2 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right]$$

$$C_1 = \frac{E_a P}{2\beta^2 t_a E_s I_s} (1 + \beta a) - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau_{max} + \frac{n_1}{2\beta^3} (B_1 \lambda^4 + \beta^3 B_2 \lambda^3)$$

$$k = \lambda(b - a)$$

$$m_1 = \frac{G_a}{T_a \lambda^2} \left(\frac{y_s + y_{FRP}}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$n_1 = \frac{y_s E_{FRP} I_{FRP} - y_{FRP} E_s I_s}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}}$$

$$n_3 = \frac{E_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{y_s}{E_s I_s} - \frac{y_{FRP}}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_{FRP}}{4 t_a} \left(\frac{1}{E_s I_s} + \frac{1}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)}$$

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{(y_s + y_{FRP})(y_s + y_{FRP} + t_a)}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_{FRP} A_{FRP}} \right)$$

$A_{FRP,s}$ = luas penampang

b_{FRP} = lebar

$E_{a,FRP,s}$ = modulus elastisitas

G_a = modulus geser

$I_{FRP,s}$ = momen inersia

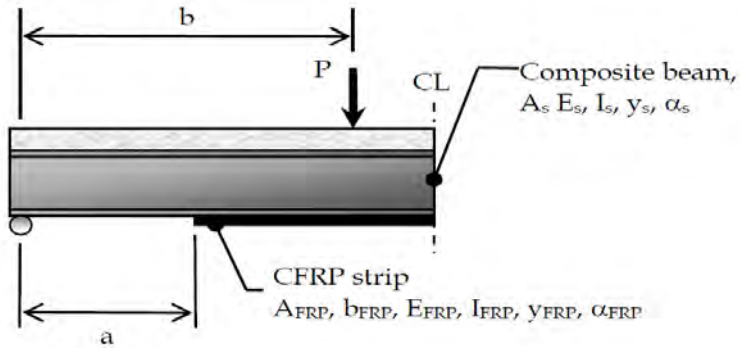
$t_{a,FRP}$ = tebal

$y_{FRP,s}$ = jarak titik pusat elemen ke permukaan yang bersentuhan dengan perekat

$\alpha_{FRP,s}$ = koefisien pemuaian akibat temperatur

ΔT = perbedaan temperatur

a, b, & P dapat dilihat pada gambar 2.8.



Gambar 2.7. Variable yang digunakan dalam perhitungan tegangan pada perekat

Setelah didapatkan tegangan maksimum yang terjadi maka perlu dikalikan dengan faktor keamanan lingkungan sesuai dengan persamaan persamaan 2.21.

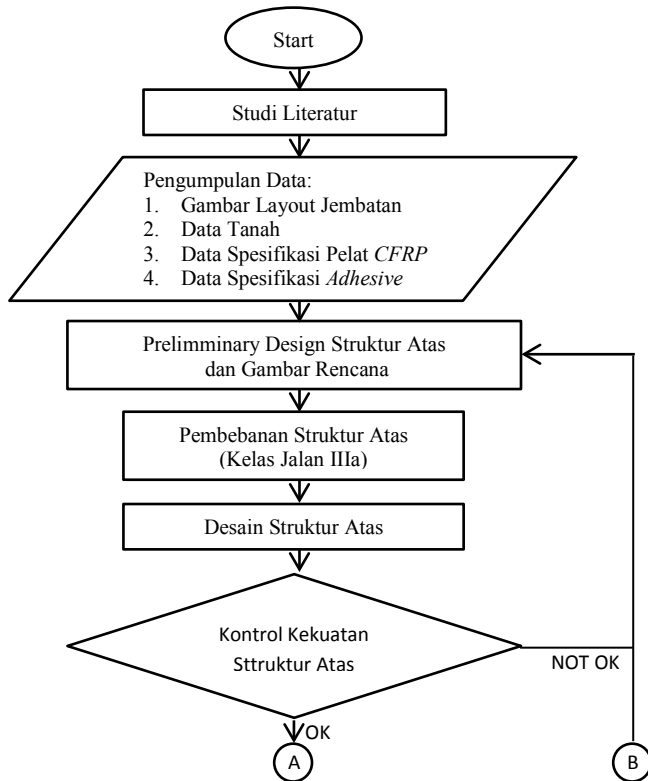
$$\gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3}\gamma_{m4}\gamma_{m5}\sigma_{p,max} \leq \sigma_c \quad (2.21)$$

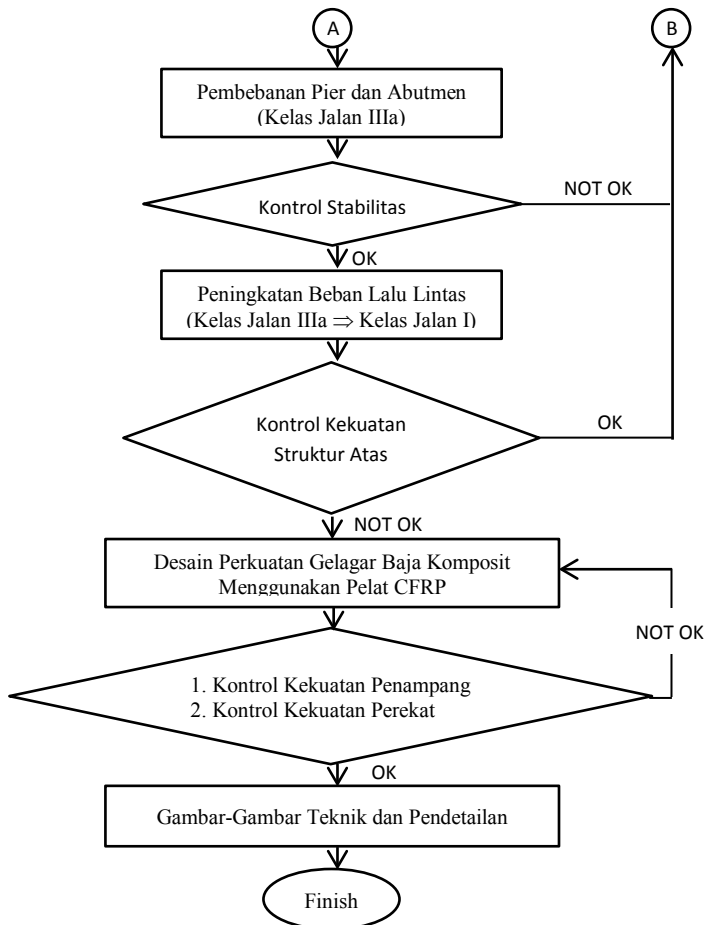
BAB III METODOLOGI

3.1. Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir ini, perlu disusun langkah- langkah pengerjaan beserta uraian kegiatan yang akan dikerjakan. Urutan pengerjaan dimulai studi literature, perencanaan jembatan balok baja komposit, sampai mencapai tujuan akhir dari penelitian yang akan dilakukan.

3.2. Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir





Gambar 3.1. Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

3.3. Studi Literatur dan Pengumpulan Data

Studi literatur yang dilakukan dalam tugas akhir ini adalah dengan menggunakan jurnal-jurnal baik internasional maupun nasional mengenai Carbon Fiber Reinforced Polymer, yaitu perilaku material, peraturan tentang metode pelaksanaan dan cara

perhitungan. Peraturan dan literature yang digunakan pada tugas akhir ini adalah :

1. RSNI T-02-2005, Standar Pembebanan Untuk Jembatan
2. RSNI T-03-2005, Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan
3. SNI 2833-2013, Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa
4. *“Design Guidelines for the Use of HM Strips: Strengthening of Steel Concrete Composite Bridges With High Modulus Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Strips”*

3.4. Desain Struktur Atas Jembatan Kelas IIIa.

Desain struktur sekunder dibagi menjadi empat, yaitu desain pelat lantai kendaraan, pelat trotoar, pelat injak. dan gelagar utama. Pembebanan yang digunakan pada desain struktur sekunder sesuai dengan RSNI T-02-2005.

Berdasarkan dasar-dasar perencanaan jembatan oleh Bina Marga pembebanan untuk jembatan dengan kelas IIIa harus dihitung 70% dari beban lalu-lintas yang telah tersedia pada RSNI T-02-2005.

3.4.1. Lebar Efektif Pelat Beton

Balok tengah :

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} \quad (2.1)$$

$$b_{eff} \leq s \quad (2.2)$$

Balok tepi :

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} \quad (2.3)$$

$$b_{eff} \leq \frac{s}{2} + t \quad (2.4)$$

s = jarak as ke as balok

3.4.2. Sifat Penampang

- Untuk penampang berbadan kompak

$$\left(\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right) \quad (2.5)$$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Untuk penampang berbadan tidak kompak

$$\left(\frac{h}{t_w} > \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right) \quad (2.6)$$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan tegangan elastis. Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama.

3.4.3. Analisa Momen Nominal dengan Distribusi Plastis

Menentukan C/GNP (Garis Netral Plastis):

$$A_c = b_{eff} t_b \quad (2.7)$$

$$C_1 = A_s F_y \quad (2.8)$$

$$C_2 = 0,85 f'_c A_c \quad (2.9)$$

(garis netral plastis diambil yang terkecil)

Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja:

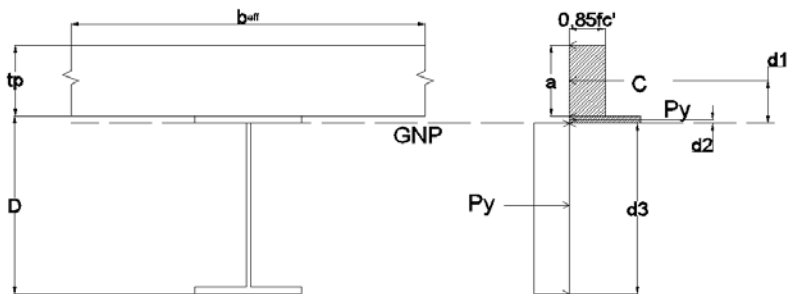
$$a = \frac{C}{0,85 f'_c b_{eff}} \quad (2.10)$$

Perhitungan Momen Positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (2.11)$$

$$P_y = A_s F_y \quad (2.12)$$

d_1, d_2, d_3 dapat dilihat pada gambar 2.3.



Gambar 3.2. Diagram Tegangan Plastis

3.4.4. Kontrol Kekutan Balok

Suatu komponen yang memikul momen lentur harus memenuhi :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.13)$$

Dengan pengertian:

M_u = momen lentur ultimate (Nmm)

ϕ = faktor reduksi, 0.9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang.

3.5. Desain Abutmen dan Pier Jembatan Kelas IIIa.

Desain abutmen dan pier dibagi menjadi empat, yaitu desain backwall, wingwall, breast wall, pile cap, pier head, dan pondasi tiang pancang. Pembebanan yang digunakan pada desain struktur sekunder sesuai dengan RSNI T-02-2005 dan beban gempa sesuai dengan SNI 2833 2013.

3.6. Analisis Kekuatan Gelagar Utama Terhadap Peningkatan Beban Lalu Lintas.

Berdasarkan dasar-dasar perencanaan jembatan oleh Bina Marga pembebanan untuk jembatan dengan kelas I harus dihitung 100% dari beban lalu-lintas yang telah tersedia pada RSNI T-02-2005.

3.7. Analisis Perkuatan Kapasitas Lentur Penampang Balok dengan CFRP

Perencanaan lentur CFRP dilakukan dengan meninjau besarnya regangan dan tegangan pada profil. Seperti di ilustrasikan pada gambar 2.7. besarnya regangan pada profil dapat ditentukan menggunakan persamaan regangan seperti pada persamaan (2.14) Dari persamaan regangan bisa didapatkan besarnya tegangan yang terjadi pada setiap material. Tegangan untuk setiap komponen dapat digunakan dengan cara mengintegrasikan persamaan persamaan (2.15).

Dalam menghitung kekuatan CFRP yang digunakan dalam perhitungan. Kekuatan ultimate CFRP tidak boleh menggunakan

kekuatan yang telah dikeluarkan oleh produsen. Tetap kekuatan CFRP harus direduksi dengan mengurangi tiga kali standar deviasi, σ . Seperti pada persamaan (2.16).

Setelah direduksi, kekuatan ultimate CFRP harus dikalikan dengan faktor reduksi lingkungan, CE. Berdasarkan ACI 440.2R-02 faktor reduksi untuk material carbon fiber yang terexpose eksterior, faktor reduksi sebesar 0.85.

Pada struktur yang telah diperkuat dengan menggunakan CFRP, tipe keruntuhan yang terjadi pada material yaitu getas. Oleh karena itu faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang digunakan pada struktur ini sebesar 0.75. Perencanaan kapasitas ultimate untuk balok yang diperkuat (M_{us}) harus dihitung sebagai ϕM_{ns} .

3.8. Analisis Perekat CFRP dengan Balok Baja Komposit

Pada perencanaan kekuatan perekat, perlu dihitung tegangan maximum akibat kombinasi tegangan geser, τ , dan tegangan normal, σ . Besarnya tegangan maksimum yang terjadi dapat dihitung menggunakan persamaan persamaan (2.18).

Besarnya tegangan yang terjadi pada sambungan adhesive yang paling besar terjadi pada ujung pelat CFRP. Besarnya tegangan bisa didapatkan dengan menggunakan persamaan persamaan (2.19) untuk tegangan geser dan persamaan persamaan (2.20) untuk tegangan normal. Setelah didapatkan tegangan maksimum yang terjadi maka perlu dikalikan dengan faktor keamanan lingkungan sesuai dengan persamaan 2.21.

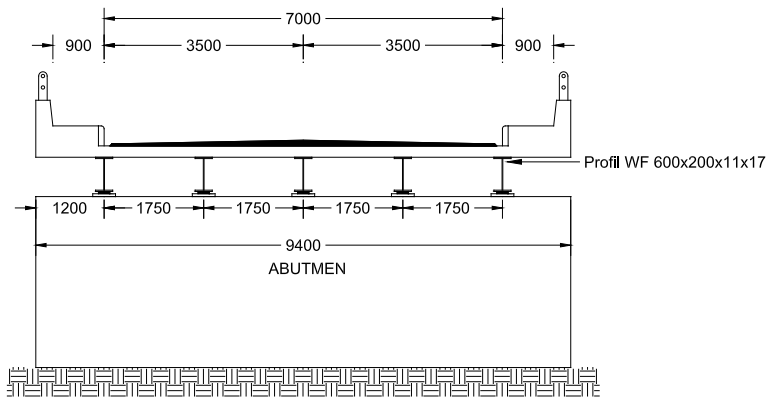
3.9. Gambar Teknis dan Pendetailan

Setelah semua perhitungan dan analisa selesai, maka langkah selanjutnya adalah menggambar detail jembatan sesuai dengan analisa dan hasil perhitungan dengan program bantu AUTO CAD 2012

BAB IV

DESAIN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung yang meliputi berat sendiri, beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, beban pejalan kaki, dll.



Gambar 4.1. Potongan Melintang Jembatan

4.1. Preliminary Design

| | |
|--------------------------|--|
| Nama Jembatan | : Jembatan Ciwaringin |
| Panjang Bentang | : 40.3 m (12 m + 16.3 m + 12 m) |
| Lebar Jembatan | : 9.4 m |
| | • 2 lajur mobil @ 3,25 m |
| | • 2 trotoar, @ 0.9 m |
| Tinggi Bebas | : 2 m |
| Material, | |
| • Lantai Kendaraan | : Beton, $f_c' = 25 \text{ MPa}$ |
| • Gelagar Baja Profil WF | : Baja, BJ 41 ($f_y = 250 \text{ Mpa}$, $f_u = 410 \text{ MPa}$) |

Beban Mati Tambahan (MA) :

- Aspal ($t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$) :

Kecuali ditentukan lain oleh Instansi yang berwenang, semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari. Pelapisan kembali yang diizinkan adalah merupakan beban nominal yang dikaitkan dengan faktor beban untuk mendapatkan beban rencana. (RSNI T-02-2005 pasal 5.3.2)

$$q_{\text{aspal}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{aspal}} \times t_{\text{aspal}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{aspal}} = 1.3 \times 22 \times (0.08+0.05) \times 1 = 3.718 \text{ kN/m}$$

- Air Hujan ($t_{\text{air}} = 10 \text{ cm}$)

Beban akibat air hujan diambil asumsi terdapat genangan air setinggi 10 cm.

$$q_{\text{air}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{air}} \times t_{\text{air}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{air}} = 2.0 \times 10 \times 0.10 \times 1 = 2 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup (LL) :

Untuk beban hidup, pelat direncanakan hanya menerima beban truk ('T = 112.5 kN') (RSNI T-02-2005 ps.6.1). Untuk pembebanan truk "T": DLA diambil 30%. (RSNI T-02-2005 pasal 6.6.4)

$$T_u = K_{\text{TT}}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.25 \text{ kN}$$

Besar Momen Akibat MS + MA:

$$M_D = 1/10 \times (q_{\text{beton}} + q_{\text{aspal}} + q_{\text{air}}) \times L^2$$

$$M_D = 1/10 \times (6.24 + 3.718 + 2) \times 1.75^2$$

$$M_D = 3.66 \text{ kNm}$$

Besar Momen Akibat LL:

$$M_L = 0.8 \times (S + 0.6) \times T_u/10$$

$$M_L = 0.8 \times (1.75 + 0.6) \times 263.25/10$$

$$M_L = 49.49 \text{ kNm}$$

Besar Momen Total:

$$M_T = M_D + M_L = 3.66 + 49.49 = 53.15 \text{ kNm}$$

4.2.2. Perhitungan Tulangan

Perhitungan Penulangan Positif arah melintang :

Momen Positif $M_u = 53.15 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0.051$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.051 = 0.0382$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{250} = 0.004$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53.15}{0.8} = 66.44 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{66.44 \cdot 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.595 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.595}{0.85 \cdot 25}} \right) = 0.0111$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio tulangan $\rho_{pakai} = 0,0111$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times 1000 \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0111 \times 1000 \times 150 = 1777.15 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D19 ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 283}{1777.15} = 159 \text{ mm}$$

**Maka dipasang tulangan positif
D19-150 ($A_{s_{pakai}} = 1887 \text{ mm}^2$).**

Perhitungan Penulangan Negatif arah melintang:

Momen Negatif, $M_u = 53.15 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0.051$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.051 = 0.0382$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{250} = 0.004$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53.15}{0.8} = 66.44 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{66.44 \cdot 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.595 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.595}{0.85 \cdot 25}} \right) = 0.0111$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio tulangan $\rho_{pakai} = 0,0111$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times 1000 \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0111 \times 1000 \times 150 = 1777.15 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{\text{tulangan}}}}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000 \cdot 283}{1777.15} = 159 \text{ mm}$$

**Maka dipasang tulangan positif
D19-150 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 1887 \text{ mm}^2$).**

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 370, tulangan arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 50\% \cdot 1777.15 = 888.57 \text{ mm}^2$$

**Maka dipasang tulangan susut
D13-250 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 929.11 \text{ mm}^2$).**

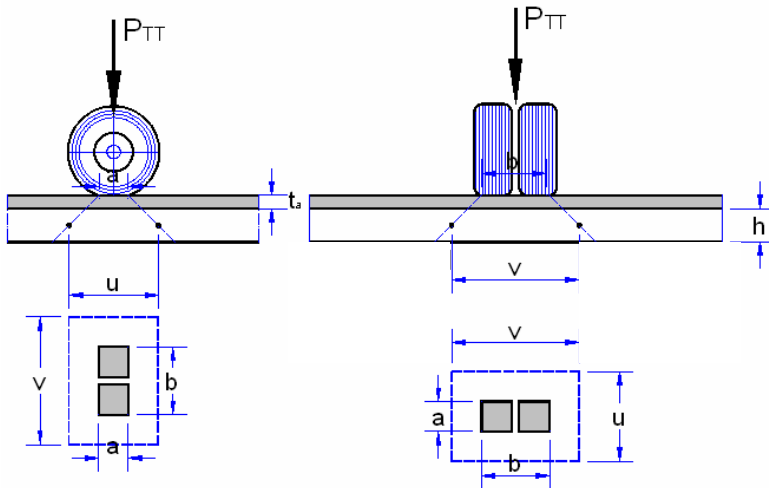
4.2.3. Kontrol Geser Ponds

Desain penampang akibat geser didasarkan pada roda truk. Dengan $V_n < \phi V_c$ Dimana :

V_n = gaya geser nominal terfaktor pada penampang yang ditinjau.

V_c = kuat geser nominal beton tanpa memperhitungkan tulangan.

Muatan 'T' diambil sebesar $P = 112,5 \text{ kN}$ dengan luas bidang kontak roda $500 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 4.3 Bidang Geser Kritis Pelat

Gaya geser yang terjadi akibat beban $T = 112,5 \text{ kN}$:

$$T_u = K_{TT}^U \times T \times (1 + DLA)$$

$$T_u = 1,8 \times 112,5 \times (1 + 0,3) = 263.25 \text{ kN}$$

Luas bidang geser kritis :

$$A_k = 2 \times (v + u) \times t$$

$$A_k = 2 \times ((b + t) + (a + t)) \times t$$

$$A_k = 2 \times ((50 + 20) + (20 + 20)) \times 20 = 4400 \text{ cm}^2$$

Tegangan geser beton

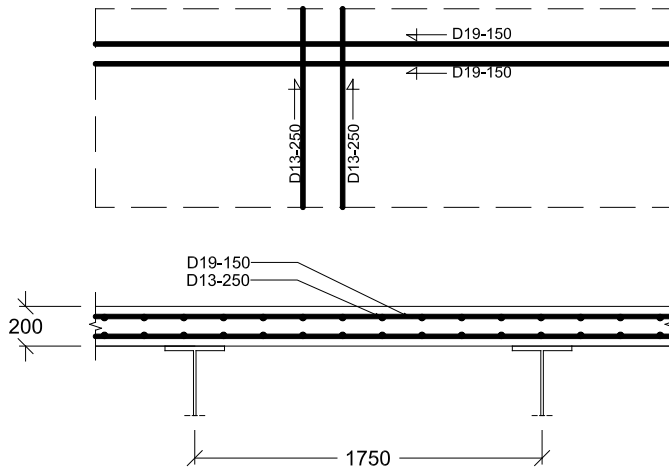
$$V_c = \frac{1}{6} \cdot A_k \cdot \sqrt{25} = \frac{1}{6} \cdot 440000 \cdot \sqrt{25} = 366666.7 \text{ N}$$

Kontrol Gaya Geser,

$$V_u = T_u < \phi V_c$$

$$T_u = 263.25 \text{ kN} < 0,75 \times 366,67 = 275 \text{ kN (OK)}$$

Maka tebal beton memenuhi syarat untuk memikul beban geser ponds dari kendaraan.

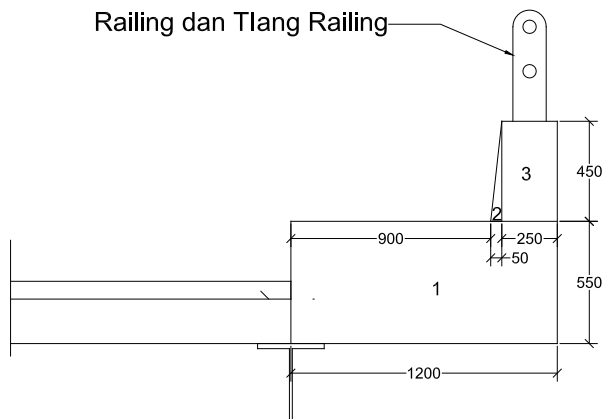


Gambar 4.4. Penulangan Plat Lantai Kendaraan

4.3. Perhitungan Slab Trotoar

4.3.1. Pembebanan

Berat Sendiri Trotoar



Gambar 4.5. Skema Beban Sendiri Trotoar

Pada pembebanan ini dihitung berat sendi trotoar per meter panjang.

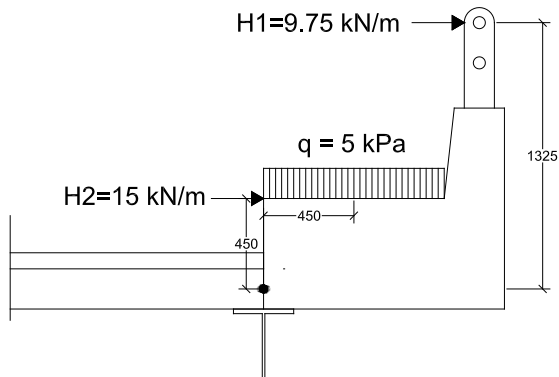
Berat Jenis Beton, $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat Railing + Tiang, $w_r = 3 \text{ kN/m}$

Tabel 4.1. Berat Sendiri Trotoar per Meter Panjang

| No | b (m) | h (m) | shape | berat (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|-------|-----------------|----------|-------|---------------|---------------|----------------|
| 1 | 1.2 | 0.55 | 1 | 15.84 | 0.6 | 9.504 |
| 2 | 0.05 | 0.45 | 0.5 | 0.27 | 0.93 | 0.252 |
| 3 | 0.25 | 0.45 | 1 | 2.7 | 1.075 | 2.903 |
| 4 | railing + tiang | | | 3 | 1.075 | 5.375 |
| Pms = | | | | 21.81 | Mms = | 15.884 |

Beban Hidup



Gambar 4.6. Skema beban hidup trotoar

Beban hidup pada trotoar per meter panjang tegak lurus bidang gambar :

Tabel 4.2. Beban Hidup pada Trotoar per Meter Panjang

| No | Jenis Beban | Gaya (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|----|-------------------------------|-----------|------------|-------------|
| 1 | Beban Horisontal, H_1 | 0.75 | 1.325 | 0.994 |
| 2 | Beban Horisontal, H_2 | 1.5 | 0.45 | 0.675 |
| 3 | Beban Vertikal, $q \cdot b_2$ | 4.5 | 0.45 | 2.025 |
| | | | $M_{TP} =$ | 3.694 |

Momen Ultimit Rencana Slab Trotoar:

| | | |
|-------------------------------|----------|--------------|
| Faktor ultimit berat sendiri, | K_{MS} | = 1.3 |
| Faktor ultimit berat hidup, | K_{TP} | = 1.8 |
| Momen akibat berat sendiri, | M_{MS} | = 15.884 kNm |
| Momen akibat beban hidup, | M_{TP} | = 3.694 kNm |

Momen ultimit rencana slab trotoar,

$$M_u = K_{MS} \cdot M_{DL} + K_{TP} \cdot M_{TP}$$

$$M_u = 1.3 \cdot 15.884 + 1.84 \cdot 3.694$$

$$M_u = 27.297 \text{ kNm}$$

4.3.2. Pembesian Slab TrotoarPerhitungan Penulangan Arah Melintang :

Momen Ultimit, $M_u = 27.297 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0.051$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.051 = 0.0382$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{250} = 0.004$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{27.297}{0.8} = 34.12 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{34.12 \cdot 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 1.333 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.333}{0.85 \cdot 25}} \right) = 0.0055$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

Maka dipakai rasio tulangan $\rho_{\text{pakai}} = 0,0055$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0055 \times 1000 \times 150 = 881.57 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{\text{tulangan}}}}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000 \cdot 201}{881.57} = 228 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan melintang

D16-200 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 1005.31 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan Arah memanjang:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu BJ-37, tulangan arah memanjang diambil 50% dari tulangan utama.

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 50\% \cdot 881.57 = 440.79 \text{ mm}^2$$

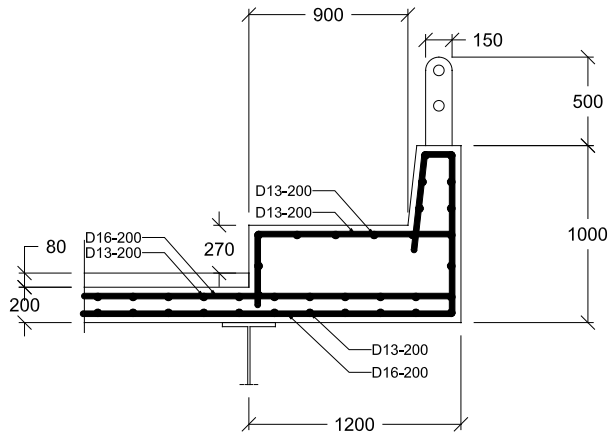
Pakai Tulangan D13 ($A_s = 132.73 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{\text{tulangan}}}}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000 \cdot 132.73}{440.78} = 301.0 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan arah memanjang

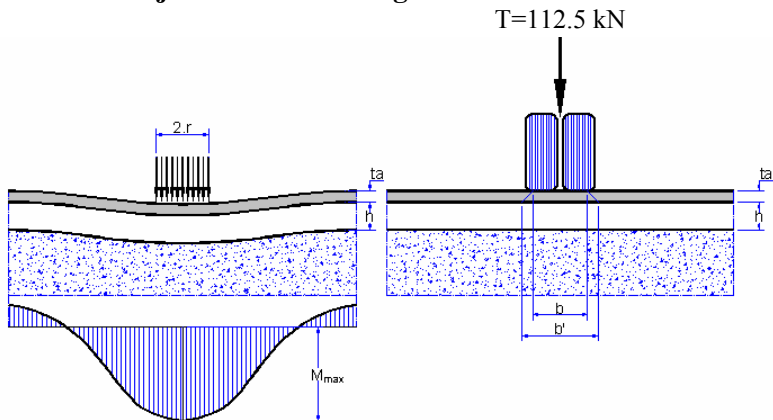
D13-200 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 796.4 \text{ mm}^2$).



Gambar 4.7. Gambar Penulangan Slab Trotoar

4.4. Desain Plat Injak

4.4.1. Plat Injak Arah Melintang



Gambar 4.8. Pengaruh Beban T Arah Melintang Plat Injak

Beban Truk “T” (TT) :

Faktor beban ultimit, $K_{TT} = 1.8$

Faktor beban dinamis, $DLA = 0.3$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya $T = 112.5 \text{ kN}$

Besarnya beban ultimit akibat beban truk,

$$T_{TT} = (1 + \text{DLA}) \cdot T$$

$$T_{TT} = (1 + 0.3) \cdot 112.5$$

$$T_{TT} = 146.25 \text{ kN}$$

Momen Pada Plat Injak:

Tebal plat injak, $h = 0.2 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal, $t_a = 0.08 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk, $b = 0.5 \text{ m}$

$$b' = b + t_a$$

$$b' = 0.5 + 0.08$$

$$b' = 0.58 \text{ m}$$

Mutu beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Momen maksimum pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$M_{max} = \frac{T_{TT}}{2} \left[1 - \left(r \cdot \sqrt{2/\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

Dengan :

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{\{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s\}} \right]^{0.25}$$

$\nu = 0.15$, angka poisson

$k_s = 81500 \text{ kN/m}^3$, standard modulus of soil reaction

$E_c = 25742960 \text{ kN/m}^2$, modulus elastisitas beton

$r = b'/2 = 0.29$, lebar penyebaran beban terpusat

Besarnya momen maksimum:

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{\{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s\}} \right]^{0.25}$$

$$\lambda = \left[\frac{25742960 \cdot 0.2^3}{\{12 \cdot (1 - 0.15^2) \cdot 81500\}} \right]^{0.25} = 0.682$$

$$M_{max} = \frac{T_{TT}}{2} \left[1 - \left(\frac{r \cdot \sqrt{2}}{\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

$$M_{max} = \frac{146.25}{2} \left[1 - \left(\frac{0.29 \cdot \sqrt{2}}{0.682} \right)^{0.6} \right]$$

$$M_{max} = 19.196 \text{ kNm}$$

Momen ultimit plat injak arah melintang jembatan,
 $M_u = K_{TT} \cdot M_{max} = 1.8 \cdot 19.196 = 34.55 \text{ kNm}$

Pembesian Plat Injak Arah Melintang

Momen Ultimit, $M_u = 34.55 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0.051$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.051 = 0.0382$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{250} = 0.004$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34.55}{0.8} = 43.19 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{43.19 \cdot 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 1.687 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.687}{0.85 \cdot 25}} \right) = 0.007$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio tulangan $\rho_{\text{pakai}} = 0,007$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,007 \times 1000 \times 150 = 1126,33 \text{ mm}^2$$

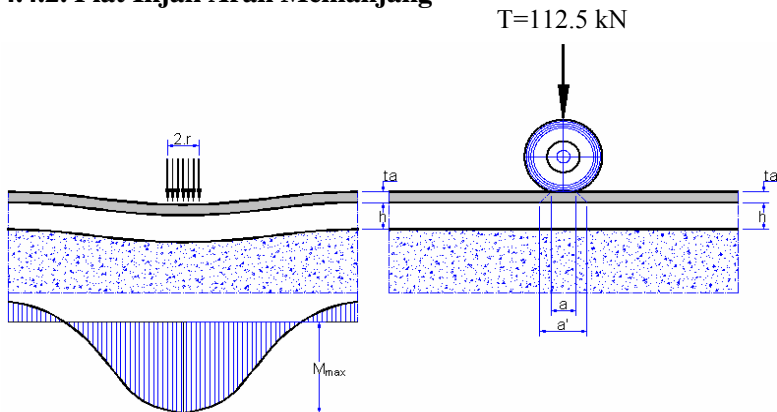
Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{\text{tulangan}}}}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000 \cdot 201}{1126,33} = 178,45 \text{ mm}$$

**Maka dipasang tulangan melintang
D16-150 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 1340 \text{ mm}^2$).**

4.4.2. Plat Injak Arah Memanjang



Gambar 4.9. Pengaruh Beban T Arah Memanjang Plat Injak

Beban Truk “T” (TT) :

Faktor beban ultimit, $K_{TT} = 1.8$

Faktor beban dinamis, $DLA = 0.3$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya $T = 112.5 \text{ kN}$

Besarnya beban truk,

$$T_{TT} = (1 + DLA) \cdot T$$

$$T_{TT} = (1 + 0.3) \cdot 112.5$$

$$T_{TT} = 146.25 \text{ kN}$$

Momen Pada Plat Injak:

| | |
|--------------------------------|-----------------------|
| Tebal plat injak, | $h = 0.2 \text{ m}$ |
| Tebal lapisan aspal, | $ta = 0.08 \text{ m}$ |
| Lebar bidang kontak roda truk, | $a = 0.3 \text{ m}$ |
| | $a' = a + ta$ |
| | $a' = 0.3 + 0.8$ |
| | $a' = 0.38 \text{ m}$ |

Mutu beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Momen maksimum pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$M_{max} = \frac{T_{TT}}{2} \left[1 - \left(r \cdot \sqrt{2/\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

Dengan :

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{\{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s\}} \right]^{0.25}$$

$\nu = 0.15$, angka poisson

$k_s = 81500 \text{ kN/m}^3$, standard modulus of soil reaction

$E_c = 25742960 \text{ kN/m}^2$, modulus elastisitas beton

$r = b'/2 = 0.19$, lebar penyebaran beban terpusat

Besarnya momen maksimum:

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{\{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s\}} \right]^{0.25}$$

$$\lambda = \left[\frac{25742960 \cdot 0.2^3}{\{12 \cdot (1 - 0.15^2) \cdot 81500\}} \right]^{0.25}$$

$$\lambda = 0.682 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{T_{TT}}{2} \left[1 - \left(\frac{r \cdot \sqrt{2}}{\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

$$M_{max} = \frac{146.25}{2} \left[1 - \left(\frac{0.19 \cdot \sqrt{2}}{0.682} \right)^{0.6} \right] = 31.28 \text{ kNm}$$

Momen ultimit plat injak arah memanjang jembatan,
 $M_u = K_{TT} \cdot M_{\max} = 1.8 \cdot 31.28 = 56.31 \text{ kNm}$

Pembesian Plat Injak Arah Memanjang

Momen Ultimit, $M_u = 56.31 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0.051$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.051 = 0.0382$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{250} = 0.004$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{56.31}{0.8} = 70.39 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{70.39 \cdot 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot 25}{250} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.75}{0.85 \cdot 25}} \right) = 0.0118$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

Maka dipakai rasio tulangan $\rho_{\text{pakai}} = 0,0118$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d$$

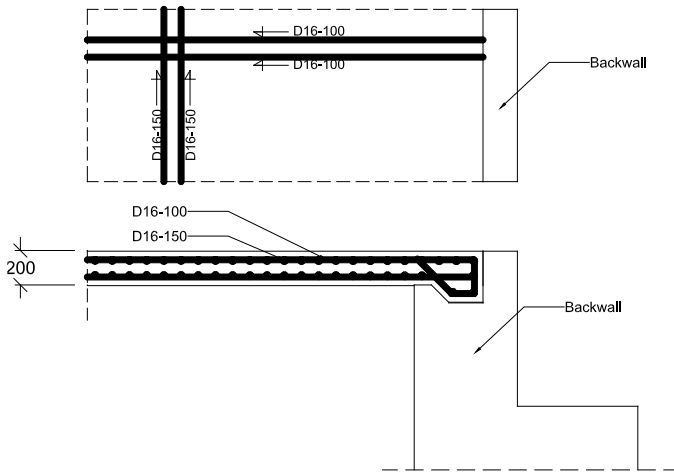
$$A_{s\text{perlu}} = 0,0118 \times 1000 \times 150 = 1891.18 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{1000 \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 201}{1891.18} = 106.3 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan melintang
D16-100 ($A_{s_{pakai}} = 2010 \text{ mm}^2$).



Gambar 4.10. Pembesian Plat Injak

4.5. Desain *Shear Connector*

Hubungan geser atau lebih sering disebut sebagai *shear connector* harus disediakan sepanjang gelagar untuk menyalurkan gaya geser memanjang dan gaya pemisah antara lantai beton dan gelagar baja, dengan mengabaikan pengaruh ikatan antara kedua bahan tersebut. Di dalam desain ini dipakai *shear connector* berupa Stud berdiameter 16mm ($A_{sc} = 201 \text{ mm}^2$) dengan kuat putus ($f_{u_{sc}} = 400 \text{ Mpa}$).

Modulus elastisitas beton dihitung berdasarkan rumus yang tercantum dalam SNI 02-2847-2002 :

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

Maka kuat geser Stud :

$$Q_n = \frac{1}{2} \cdot A_{SC} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \leq A_{SC} \cdot f_u$$

$$Q_n = \frac{1}{2} \cdot 201 \cdot \sqrt{25 \cdot 23500} \leq 201 \cdot 400$$

$$Q_n = 77031 \text{ N} < 80424,77 \text{ N}$$

Gaya geser yang harus ditahan oleh *shear connector* sebesar :

$$V_h = C1 = 5076000 \text{ N}$$

Maka jumlah Stud yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{5287500}{77031} = 68.6 \text{ buah dipakai } 70 \text{ buah}$$

Maka dipasang stud berjumlah $n = 2 \times 35$ buah

Dengan jarak pemasangan

$$\frac{L}{n} = \frac{16300}{35} = 465 \text{ mm}$$

Jadi *shear connector* berupa stud berdiameter 16 mm dipasang dua baris sepanjang gelagar memanjang sejarak 45 cm.

4.6. Desain Balok Memanjang Gelagar 1 (12 m)

Balok memanjang direncanakan komposit dengan pelat kendaraan.

Data desain gelagar memanjang :

- Material : Baja Profil WF
- Mutu Baja : BJ41 ($f_u = 410 \text{ MPa}$, $f_y = 250 \text{ MPa}$)

Data profil WF 600 x 200 x 11 x 17

| | | | |
|-------------------------|-------------------------|----------------|-------------------------|
| W | : 106 kg/m | tf | : 17 mm |
| A | : 134,4 cm ² | r | : 22 mm |
| d | : 600 mm | I _x | : 77600 cm ⁴ |
| bf | : 200 mm | S _x | : 2590 cm ³ |
| tw | : 11 mm | Z _x | : 2863 cm ³ |
| h = d - 2(tf+r): 522 mm | | | |

4.6.1. Pembebanan

Beban Mati (MS) :

Beban sendiri : $K_{MS}^U \times W = 1.1 \times 1.06 = 1.166 \text{ kN/m}$

Diafragma (Profil WF 300x150x5,5x8) :

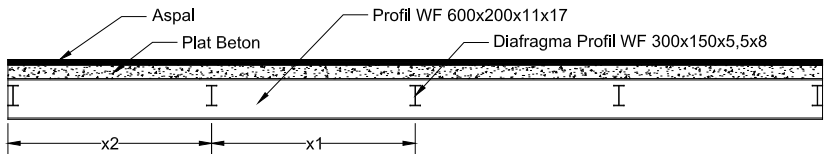
Berat profil (W) = 0.32 kN/m

Panjang (S) = 1.75 meter

Berat pertitik(P) = 0.56 kN

Jumlah diafragma (n)= 5 buah

Jarak Diafragma = 3 m



Gambar 4.11. Tampak Memanjang Balok bentang 12 m

Momen maksimum ditengah bentang.

$$M = (\frac{1}{2} n x_2 - x_2 - x_1) P$$

$$M = (\frac{1}{2} \times 5 \times 6 - 6 - 3) \times 0.56 = 3.36 \text{ kNm}$$

Berat Diafragma ekivalen

$$q_{\text{diaf}} = K_{MS}^U \frac{8M}{L^2} = 1.1 \times 8 \times 3.36 / 12^2 = 0.205 \text{ kN/m}$$

Pelat beton ($t_{\text{beton}} = 20 \text{ cm}$) :

$$q_{\text{beton}} = K_{MS}^U \times \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{beton}} \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{beton}} = 1.3 \times 24 \times 0.20 \times 1.75 = 11.37 \text{ kN/m}$$

Berat bekisting sebesar 0,5 kN/m².

$$q_{\text{uPL}} = K^U \times q \times 1,75 \text{ m}$$

$$q_{\text{uPL}} = 1.4 \times 0.5 \times 1.75 = 1.225 \text{ kN/m}$$

Beban mati total

$$q_{MS} = 1.166 + 0.205 + 11.37 + 1.225 = 13.966 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban mati :

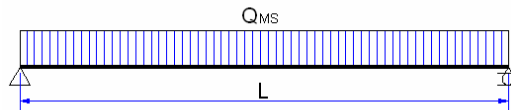
$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot q_{MS} \cdot l^2$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot 13.966 \cdot 12^2 = 251.39 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban mati :

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot q_{MS} \cdot l$$

$$V_{MSL} = \frac{1}{2} \cdot 13.966 \cdot 12 = 83.8 \text{ kN}$$



Gambar 4.12. Skema Beban Mati

Beban Mati Tambahan (MA) :

Jembatan direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari.

Aspal ($t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$) :

$$q_{\text{aspal}} = K_{MS}^U \times \gamma_{\text{aspal}} \times t_{\text{aspal}} \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{aspal}} = 1.3 \times 22 \times (0.08+0.05) \times 1.75 = 6,506 \text{ kN/m}$$

Jembatan direncanakan untuk bisa memikul genangan air hujan setinggi 10 cm.

$$q_{\text{hujan}} = K_{MS}^U \times \gamma_{\text{air}} \times t_{\text{air}} \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{hujan}} = 2 \times 1 \times 0.1 \times 1.75 \text{ m} = 3.5 \text{ kN/m}$$

Beban mati tambahan total

$$q_{\text{SDL}} = 6.56 + 3,5 = 10.06 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban mati tambahan:

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot q_{MA} \cdot l^2$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot 10.06 \cdot 12^2 = 181.08 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban mati tambahan:

$$V_{SDL} = \frac{1}{2} \cdot q_{SDL} \cdot l$$

$$V_{SDL} = \frac{1}{2} \cdot 10.08 \cdot 12 = 60.48 \text{ kN}$$

Beban Hidup (LL) :

- Beban Lajur “D”

Beban UDL :

Menurut RSNI T-02-2005, besarnya beban UDL ditentukan dengan persamaan berikut :

$$q = 9.0 \cdot \left(0.5 + \frac{15}{L} \right)$$

Dimana q : Besar beban merata UDL (kPa)

L : Panjang bentang jembatan (m)

Karena bentang jembatan kurang dari 30 meter maka diambil q sebesar 9 kPa. Jembatan direncanakan dengan kelas jalan IIIa maka besarnya beban hidup diambil 70% dari beban pada RSNI T-02-2005.

$$q_{UDL} = 0.7 \times K_{TD}^U \times q \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{UDL} = 0.7 \times 1.8 \times 9 \times 1.75 = 19.845 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban UDL:

$$M_{UDL} = \frac{1}{8} \cdot q_{BTR} \cdot l^2$$

$$M_{UDL} = \frac{1}{8} \cdot 19.845 \cdot 12^2 = 357.21 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban UDL:

$$V_{UDL} = \frac{1}{2} \cdot q_{BTR} \cdot l$$

$$V_{UDL} = \frac{1}{2} \cdot 19.845 \cdot 12 = 119.07 \text{ kN}$$

Beban KEL :

Menurut RSNI T 02-2005, beban KEL harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya beban KEL adalah 49,0 kN/m. Untuk pembebanan KEL harus ditambah dengan beban kejut (DLA) sebesar 40% (untuk bentang kurang dari 50 meter di grafik 2.14). Jembatan direncanakan dengan kelas jalan III maka besarnya beban hidup dikalikan 70%.

$$P = 0.7 K_{TD}^U \times \text{KEL} \times (1 + \text{DLA}) \times 1.75 \text{ m}$$

$$P = 0.7 \times 1.8 \times 49 \times (1 + 0.4) \times 1.75 = 151.26 \text{ kN}$$

Maka :

Momen akibat beban KEL terpusat di tengah bentang :

$$M_{KEL} = \frac{1}{4} \cdot P \cdot l$$

$$M_{KEL} = \frac{1}{4} \cdot 151.26 \cdot 12 = 453.78 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban KEL terpusat di tepi bentang :

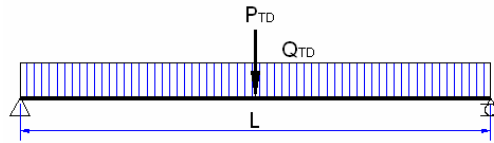
$$V_{KEL} = P = 151.26 \text{ kN}$$

Maka momen yang terjadi akibat beban lajur “D”

$$M_{TD} = M_{UDL} + M_{KEL} = 357.21 + 453.78 = 810.99 \text{ kNm}$$

Maka geser yang terjadi akibat beban lajur “D”

$$V_{TD} = V_{UDL} + V_{KEL} = 119.07 + 151.26 = 270.33 \text{ kN}$$



Gambar 4.13. Skema Beban Lajur

- Beban Truk “T”

Untuk pembebanan truk "T": DLA diambil 30%. (RSNI T-02-2005 pasal 6.6.4).

$$T_u = K_{TT}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.25 \text{ kN}$$

Maka :

Momen akibat beban “T” terpusat di tengah bentang :

$$M_T = \frac{1}{4} \cdot T_u \cdot l$$

$$M_T = \frac{1}{4} \cdot 263.25 \cdot 12 = 789.75 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban “T” terpusat di tepi bentang :

$$V_T = T_u = 263.25 \text{ kN}$$

Beban Angin (EW):

Berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.6. Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$T_{EW} = 0.0012 C (V_w)^2$$

Dimana:

Cw = koefisien seret, 1.2

Vw = kecepatan angin, lokasi jembatab kurang dari 5 km dari pantai maka dipakai 35 m/det

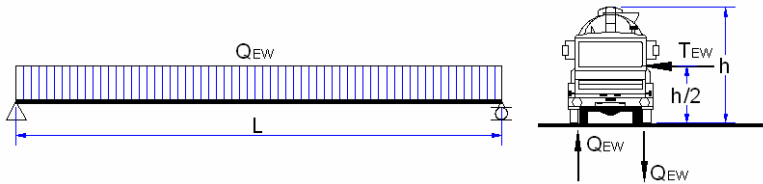
Besarnya Gaya Angin:

$$T_{EW} = 0.0012 C_w (V_w)^2$$

$$T_{EW} = 0.0012 \times 1.2 \times 35^2$$

$$T_{EW} = 1.764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m diatas lantai jembatan, dan dengan jarak as ke as roda jembatan (x) 1,75 meter, maka di dapat transfer angina ke lantai jembatan sebesar.



Gambar 4.14. Ilustrasi Distribusi Beban Angin

$$Q_{ew} = K_{EW}^U \frac{1}{2} (h / x) T_{ew}$$

$$Q_{ew} = 1.2 \frac{1}{2} (2 / 1.75) 1.764$$

$$Q_{ew} = 1.26 \text{ kNm}$$

Maka :

Momen akibat beban angin :

$$M_{EW} = 1/8 Q_{EW} \cdot l^2$$

$$M_{EW} = 1/8 \times 1.26 \times 12^2 = 22.68 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban angin :

$$V_{EW} = 1/2 Q_{EW} l$$

$$V_{EW} = 1/2 \cdot 1.26 \cdot 12 = 7.56 \text{ kN}$$

4.6.2. Analisa Sebelum Komposit

Beban yang diterima oleh gelagar memanjang sebelum komposit adalah beban sendiri, beban pelat,

Maka momen yang terjadi sebelum komposit adalah :

$$M_u = M_{MS} = 251.39 \text{ kNm}$$

Sedangkan momen ijin gelagar saat sebelum komposit :

$$Mn = \frac{2}{3} \cdot fy \cdot Sx$$

$$Mn = \frac{2}{3} \cdot 250 \cdot 2590000 = 4,317 \times 10^8 \text{ Nmm} = 431.7 \text{ kNm}$$

Maka

$$Mu < \phi Mn$$

$$Mu = 251.39 \text{ kNm} < \phi Mn = 0.9 \times 431.7 = 388.5 \text{ kNm (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 kuat menerima beban momen sebelum komposit.

4.6.3. Analisa Setelah Komposit

Beban yang diterima oleh gelagar memanjang setelah komposit meliputi beban sendiri, beban pelat, beban mati tambahan, beban lalu lintas. Dalam perhitungan beban lalu lintas dibandingkan antara beban “D” dengan beban “T” yang lebih menentukan.

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2 \cdot tf} &= \frac{200}{2 \cdot 17} = 5,882 & \frac{h}{tw} &= \frac{522}{11} = 42,75 \\ \frac{170}{\sqrt{fy}} &= \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,973 & \frac{1680}{\sqrt{fy}} &= \frac{1680}{\sqrt{250}} = 108,44 \\ \frac{bf}{2 \cdot tf} &< \frac{170}{\sqrt{fy}} \text{ dan } \frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{fy}} & \text{ maka penampang kompak} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

Besarnya geser yang terjadi setelah komposit :

$$Vu = V_{MS} + V_{MA} + V_{TD} + V_{EW}$$

$$Vu = 83.8 + 60.48 + 270.33 + 7.560$$

$$Vu = 422.17 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,45 < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 71.005$$

Maka menggunakan rumus

$$V_n = 0.6 \times f_y \times h \times tw$$

$$V_n = 0.6 \times 250 \times 522 \times 11 = 861300 \text{ N} = 861.3 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_u = 422.17 \text{ kN} < \phi V_n = 0.9 \times 861.3 = 775.17 \text{ kN (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 600 x 300 x 11 x 17 kuat menerima beban geser setelah komposit.

Kontrol Tegangan Setelah Komposit

Menentukan lebar efektif diambil :

$$b_{\text{eff}} < \frac{L}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ m}$$

$$< S = 1.75 \text{ m}$$

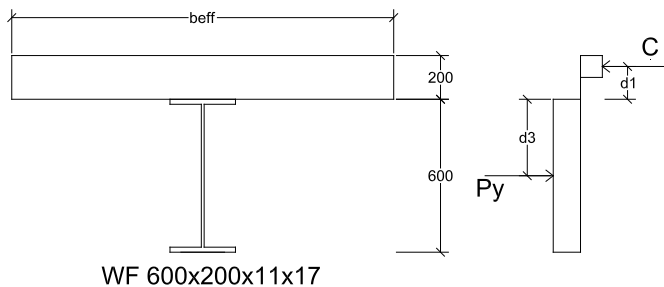
$$< b_f + 16 t_p = 200 + 16 \times 200 = 3400 \text{ mm} = 3.4 \text{ m}$$

Maka diambil lebar efektif 1,75 m

$$C1 = A_s \times f_y = 13440 \times 250 = 3360000 \text{ N}$$

$$C2 = 0.85 \times f_c \times b_{\text{eff}} \times t_p = 0.85 \times 25 \times 1750 \times 200 = 743750 \text{ N}$$

Karena $C1 < C2$ maka garis netral jatuh di pelat beton.



Gambar 4.15. Diagram tegangan balok komposit

Mencari garis netral :

$$a = \frac{C1}{0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{3360000}{0.85 \cdot 20 \cdot 1750} = 90.35 \text{ mm}$$

Jadi garis netral terletak 72,28 mm dari atas pelat beton.

$$d1 = tp - \frac{a}{2} = 200 - \frac{90.35}{2} = 154.82 \text{ mm}$$

$$d2 = 0$$

$$d3 = \frac{d}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

Kapasitas momen dari gelagar komposit :

$$Mn = C1 \times (d1 + d2) + As \times fy \times (d3 - d2)$$

$$Mn = 3360000 \times (154.82) + 13440 \times 250 \times (300)$$

$$Mn = 1528207059 \text{ Nmm} = 1528.2 \text{ kNm}$$

Besarnya momen yang terjadi setelah komposit :

$$Mu = M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{EW}$$

$$Mu = 251.39 + 181.08 + 810.99 + 22.68$$

$$Mu = 1266.14 \text{ kNm}$$

$$Mu < \phi Mn$$

$$Mu = 1266.14 \text{ kNm} < \phi Mn = 0,9 \times 1528.2 = 1375.38 \text{ kNm (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 kuat menerima beban momen setelah komposit.

4.6.4. Kontrol Lendutan

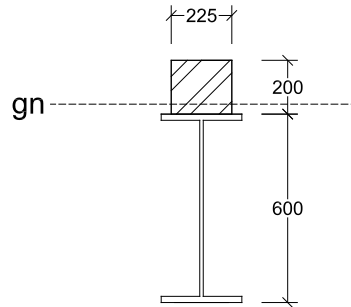
Di dalam desain gelagar memanjang, perlu dicek terhadap lendutan yang terjadi harus kurang dari lendutan ijin. Karena gelagar memanjang menyatu dengan pelat beton, maka lendutan yang terjadi harus diperhitungkan berdasarkan balok komposit.

Perbandingan modulus elastisitas kedua bahan :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

Luas beton transformasi :

$$A_c = \frac{b_{eff} \cdot t_p}{n} = \frac{1750 \cdot 200}{8.511} = 41125 \text{ mm}^2$$



WF 600x200x11x17

Gambar 4.16. Diagram penampang transformasi

Garis netral :

$$ya = \frac{A_c \cdot \left(\frac{t_p}{2}\right) + A_s \cdot \left(t_p + \frac{d}{2}\right)}{A_c + A_s}$$

$$ya = \frac{41125 \cdot \left(\frac{200}{2}\right) + 13440 \cdot \left(200 + \frac{600}{2}\right)}{41125 + 13440} = 198,52 \text{ mm}$$

Inersia Komposit :

$$I_{komposit} = 776000000 + 13440 \cdot \left(200 + \frac{600}{2} - 198.52\right)^2$$

$$+ \frac{1}{12} \cdot 205.6 \cdot 200^3 + 41125 \cdot \left(198.52 - \frac{200}{2}\right)^2 = 2.53 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Berdasarkan RSNI T-03-2005 ps. 4.7.1. beban yang digunakan untuk persyaratan dari pembatasan lendutan pada

balok adalah beban hidup ditambah beban kejut pada keadaan layan.

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban lajur D :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{11.025 \cdot 12000^4}{200000 \cdot 2.53 \cdot 10^9} + \frac{1}{48} \cdot \frac{84035 \cdot 12000^3}{200000 \cdot 2.53 \cdot 10^9} = 11.844 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban T :

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{112500 \cdot 12000^3}{200000 \cdot 2.53 \cdot 10^9} = 10.33 \text{ mm}$$

Lendutan ijin (RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2) :

$$\bar{\delta} = \frac{L}{800} = \frac{12000}{800} = 15 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban D sebesar 11.844 lebih kecil dari lendutan ijin sebesar 15 mm. Maka profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dapat dipakai sebagai gelagar memanjang 12 meter.

4.7. Desain Balok Utama Gelagar 2 (16,3 m)

Balok memanjang direncanakan komposit dengan pelat kendaraan.

Data desain gelagar memanjang :

- Material : Baja Profil WF
- Mutu Baja : BJ41 ($f_u = 410 \text{ MPa}$, $f_y = 250 \text{ MPa}$)

Data profil WF 700 x 300 x 13 x 20

- Berat sendiri (W) : 166 kg/m

- Luas penampang (A) : 211.5 cm²
- Tinggi profil (d) : 692 mm
- Lebar profil (bf) : 300 mm
- Tebal badan (tw) : 13 mm
- Tebal sayap (tf) : 20 mm
- Jari-jari lengkung (r) : 28 mm
- Inersia arah x (Ix) : 172000 cm⁴
- Momen tahanan elastis arah x (Sx) : 4980 cm³
- Momen tahanan plastis arah x (Zx) : 5414 cm³
- Tinggi Badan (h = d – 2(tf+r)) : 596 mm

4.7.1. Pembebanan

Beban Mati (MS) :

Beban sendiri : $K_{MS}^U \times W = 1.1 \times 1.66 = 1.826 \text{ kN/m}$

Diafragma (Profil WF 300x150x5,5x8) :

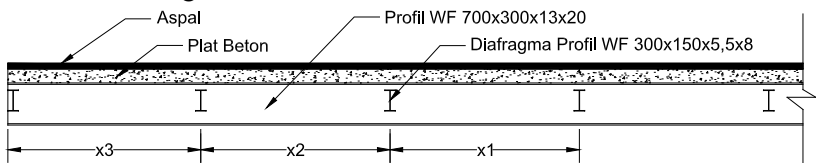
Berat profil (W) = 0.32 kN/m

Panjang (S) = 1.75 meter

Berat pertitik (P) = 0.56 kN

Jumlah diafragma (n) = 7 buah

Jarak Diafragma = 2.7 m



Gambar 4.17. Tampak Memanjang Gelagar 2 (16,3 m).

Momen maksimum ditengah bentang.

$$M = (\frac{1}{2} n x_3 - x_3 - x_2 - x_1) \times P$$

$$M = (\frac{1}{2} \times 7 \times 8.135 - 8.135 - 5.4 - 2.7) \times 0.56 = 6.85 \text{ kNm}$$

Berat Diafragma ekivalen

$$q_{\text{diaf}} = K_{MS}^U \frac{8M}{L^2} = 1.1 \times 8 \times 6.85 / 16.3^2 = 0.227 \text{ kN/m}$$

Pelat beton ($t_{\text{beton}} = 20 \text{ cm}$) :

$$q_{\text{beton}} = K_{MS}^U \times \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{beton}} \times 1,75 \text{ m}$$

$$q_{\text{beton}} = 1.3 \times 24 \times 0.20 \times 1.75 = 11.37 \text{ kN/m}$$

Berat bekisting sebesar 0.5 kN/m².

$$q_{\text{bek}} = K^U \times q \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{bek}} = 1.4 \times 0.5 \times 1.75 = 1.225 \text{ kN/m}$$

Beban mati total

$$Q_{MS} = 1.826 + 0.227 + 11.375 + 1.225 = 14.653 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban mati :

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot q_{MS} \cdot l^2$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot 14.653 \cdot 16.3^2 = 486.64 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban mati :

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot q_{MS} \cdot l$$

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot 14.653 \cdot 16.3 = 119.42 \text{ kN}$$

Beban Mati Tambahan (MA) :

Jembatan direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari.

Aspal ($t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$) :

$$q_{\text{aspal}} = K^U_{MS} \times \gamma_{\text{aspal}} \times t_{\text{aspal}} \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{aspal}} = 1.3 \times 22 \times (0.08+0.05) \times 1.75 = 6.56 \text{ kN/m}$$

Jembatan direncanakan untuk bisa memikul genangan air hujan setinggi 10 cm.

$$q_{\text{hujan}} = K^U_{MS} \times \gamma_{\text{air}} \times t_{\text{air}} \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{\text{hujan}} = 2 \times 1 \times 0.1 \times 1.75 \text{ m} = 3.5 \text{ kN/m}$$

Beban mati tambahan total

$$q_{MA} = 6.56 + 3.5 = 10.06 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban mati tambahan:

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot q_{MA} \cdot l^2$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot 10.06 \cdot 16.3^2 = 334.105 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban mati tambahan:

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \cdot q_{MA} \cdot l$$

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \cdot 10.06 \cdot 16.3 = 81.989 \text{ kN}$$

Beban Hidup (LL) :

- Beban “D”

Beban UDL

Menurut RSNI T-02-2005, besarnya beban UDL ditentukan dengan persamaan berikut :

$$q = 9.0 \cdot \left(0.5 + \frac{15}{L} \right)$$

Dimana q : Besar beban merata UDL (kPa)

L : Panjang bentang jembatan (m)

Karena bentang jembatan kurang dari 30 meter maka diambil q sebesar 9 kPa. Jembatan direncanakan dengan kelas jalan III maka besarnya beban hidup diambil 70% dari beban pada RSNI T-02-2005.

$$q_{UDL} = 0.7 \times K_{TD}^U \times q \times 1.75 \text{ m}$$

$$q_{UDL} = 0.7 \times 1.8 \times 9 \times 1.75 = 19.845 \text{ kN/m}$$

Maka :

Momen akibat beban UDL:

$$M_{UDL} = \frac{1}{8} \cdot q_{UDL} \cdot l^2$$

$$M_{UDL} = \frac{1}{8} \cdot 19.845 \cdot 16.3^2 = 659.077 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban UDL:

$$V_{UDL} = \frac{1}{2} \cdot q_{UDL} \cdot l$$

$$V_{UDL} = \frac{1}{2} \cdot 19.845 \cdot 16.3 = 161.74 \text{ kN}$$

- **Beban KEL**

Menurut RSNI T 02-2005, beban KEL harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya beban KEL adalah 49,0 kN/m. Untuk pembebanan KEL harus ditambah dengan beban kejut (DLA) sebesar 40% (untuk bentang kurang dari 50 meter di grafik 2.14). Jembatan direncanakan dengan kelas jalan III maka besarnya beban hidup dikalikan 70%.

$$P = 0.7 K_{TD}^U \times \text{KEL} \times (1 + \text{DLA}) \times 1.75 \text{ m}$$

$$P = 0.7 \times 1.8 \times 49 \times (1 + 0.4) \times 1.75 = 151.26 \text{ kN}$$

Maka :

Momen akibat beban KEL terpusat di tengah bentang :

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \cdot P \cdot l$$

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \cdot 151.26 \cdot 16.3 = 616.384 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban KEL terpusat di tepi bentang :

$$V_{KEL} = P = 151.26 \text{ kN}$$

Maka momen yang terjadi akibat beban “D”

$$M_{TD} = M_{UDL} + M_{KEL} = 659.077 + 616.384 = 1275,474 \text{ kNm}$$

Maka geser yang terjadi akibat beban “D”

$$V_{TD} = V_{UDL} + V_{KEL} = 161.74 + 151.26 = 313 \text{ kN}$$

- **Beban “T”**

Untuk pembebanan truk "T": DLA diambil 30%.(RSNI T-02-2005 pasal 6.6.4).

$$T_u = K_{TT}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 26325 \text{ kN}$$

Maka :

Momen akibat beban “T” terpusat di tengah bentang :

$$M_T = \frac{1}{4} \cdot T_u \cdot l$$

$$M_T = \frac{1}{4} \cdot 263.25 \cdot 16.3 = 1072.74 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban “T” terpusat di tepi bentang :

$$V_T = T_u = 263.25 \text{ kN}$$

Beban Angin (EW):

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$T_{ew} = 0,0012 C_w (V_w)^2$$

Dimana:

C_w = koefisien seret, 1.25

V_w = kecepatan angin, lokasi jembatan kurang dari 5 km dari pantai maka dipakai 35 m/det

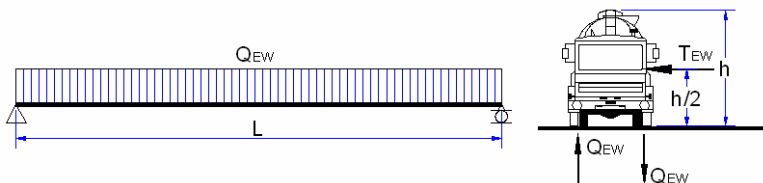
Besarnya Gaya Angin:

$$T_{ew} = 0,0012 C_w (V_w)^2$$

$$T_{ew} = 0,0012 \times 1.25 \times 35^2$$

$$T_{ew} = 1.837 \text{ kN/m}$$

Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m diatas lantai jembatan, dan dengan jarak as ke as roda jembatan (x) 1,75 meter, maka di dapat transfer angin ke lantai jembatan sebesar.



Gambar 4.18. Ilustrasi Distribusi Beban Angin

$$Q_{ew} = K_{EW}^{U \frac{1}{2}} (h / x) T_{ew}$$

$$Q_{ew} = 1.2^{\frac{1}{2}} (2 / 1.75) 1.837$$

$$Q_{ew} = 1.26 \text{ kNm}$$

Maka :

Momen akibat beban angin :

$$M_{EW} = 1/8 Q_{EW} \cdot l^2$$

$$M_{EW} = 1/8 \times 1.26 \times 16.3^2 = 41.85 \text{ kNm}$$

Geser akibat beban angin :

$$V_{EW} = 1/2 Q_{EW} l$$

$$V_{EW} = 1/2 \cdot 1.26 \cdot 16.3 = 10.27 \text{ kN}$$

4.7.2. Analisa Sebelum Komposit

Beban yang diterima oleh gelagar memanjang sebelum komposit adalah beban sendiri, beban pelat, serta beban pelaksanaan.

Maka momen yang terjadi sebelum komposit adalah :

$$Mu = M_{MS} = 486.64 \text{ kNm}$$

Sedangkan momen ijin gelagar saat sebelum komposit :

$$Mn = \frac{2}{3} \cdot fy \cdot Sx$$

$$Mn = \frac{2}{3} \cdot 250 \cdot 4980000 = 8.3 \times 10^8 \text{ Nmm} = 830 \text{ kNm}$$

Maka

$$Mu < \phi Mn$$

$$Mu = 486.64 \text{ kNm} < \phi Mn = 0.9 \times 830 = 747 \text{ kNm (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 kuat menerima beban momen sebelum komposit.

4.7.3. Analisa Setelah Komposit

Beban yang diterima oleh gelagar memanjang setelah komposit meliputi beban sendiri, beban pelat, beban mati

tambahan, beban lalu lintas. Dalam perhitungan beban lalu lintas dibandingkan antara beban “D” dengan beban “T” yang lebih menentukan.

Kontrol Penampang

$$\frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{300}{2 \cdot 20} = 7.5 \qquad \frac{h}{tw} = \frac{596}{13} = 45.846$$

$$\frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.973 \qquad \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 108.44$$

$$\frac{bf}{2 \cdot tf} < \frac{170}{\sqrt{f_y}} \text{ dan } \frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \text{ maka penampang kompak}$$

Kontrol Geser

Besarnya geser yang terjadi setelah komposit :

$$V_u = V_{MS} + V_{MA} + V_{TD} + V_{EW}$$

$$V_u = 119.42 + 81.989 + 313 + 3.745 = 518.16 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{596}{11} = 54.18 < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71.005$$

Maka menggunakan rumus

$$V_n = 0,6 \times f_y \times h \times t_w$$

$$V_n = 0,6 \times 250 \times 596 \times 13 = 1162200 \text{ N} = 1162.2 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_u = 518.16 \text{ kN} < \phi V_n = 0,9 \times 1162.2 = 1045.98 \text{ kN (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 kuat menerima beban geser setelah komposit.

Kontrol Tegangan Setelah Komposit

Menentukan lebar efektif diambil :

$$b_{\text{eff}} < \frac{L}{4} = \frac{16.3}{4} = 4.075 \text{ m}$$

$$< S = 1.75 \text{ m}$$

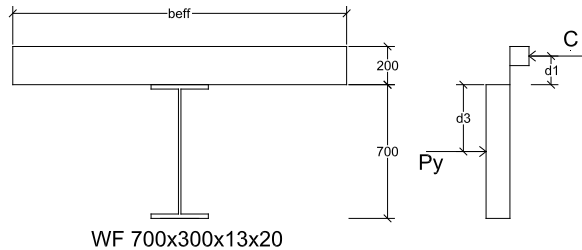
$$< b_f + 16 t_p = 200 + 16 \times 200 = 3400 \text{ mm} = 3,4 \text{ m}$$

Maka diambil lebar efektif 1.75 m

$$C1 = A_s \times f_y = 21150 \times 250 = 5287500 \text{ N}$$

$$C2 = 0.85 \times f'_c \times b_{\text{eff}} \times t_p = 0.85 \times 25 \times 1750 \times 200 = 743750 \text{ N}$$

Karena $C1 < C2$ maka garis netral jatuh di pelat beton.



Gambar 4.19. Diagram tegangan balok komposit

Mencari garis netral :

$$a = \frac{C1}{0,85 \cdot f_c \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{5287500}{0,85 \cdot 25 \cdot 1750} = 142.2 \text{ mm}$$

Jadi garis netral terletak 113,75 mm dari atas pelat beton.

$$d1 = t_p - \frac{a}{2} = 200 - \frac{142.2}{2} = 128.9 \text{ mm}$$

$$d2 = 0$$

$$d3 = \frac{d}{2} = \frac{692}{2} = 346 \text{ mm}$$

Kapasitas momen dari gelagar komposit :

$$M_n = C1 \times (d1 + d2) + A_s \times f_y \times (d3 - d2)$$

$$M_n = 5287500 \times (128.9) + 21150 \times 250 \times (346)$$

$$M_n = 2511073739 \text{ Nmm} = 2511.07 \text{ kNm}$$

Besarnya momen yang terjadi setelah komposit :

$$M_u = M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{EW}$$

$$M_u = 486.64 + 334.105 + 1275.474 + 41.846$$

$$M_u = 2138.07 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$M_u = 2138.07 \text{ kNm} < \phi M_n = 0.9 \times 2511.07 = 2259.96 \text{ kNm (OK)}$$

Maka gelagar dengan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 kuat menerima beban momen setelah komposit.

4.7.4. Kontrol Lendutan

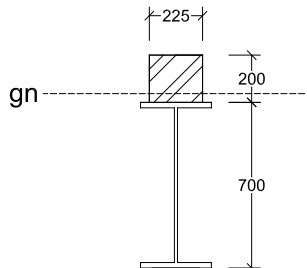
Di dalam desain gelagar memanjang, perlu dicek terhadap lendutan yang terjadi harus kurang dari lendutan ijin. Karena gelagar memanjang menyatu dengan pelat beton, maka lendutan yang terjadi harus diperhitungkan berdasarkan balok komposit.

Perbandingan modulus elastisitas kedua bahan :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

Luas beton transformasi :

$$A_c = \frac{b_{eff} \cdot t_p}{n} = \frac{1750 \cdot 200}{8.511} = 41125 \text{ mm}^2$$



WF 700x300x13x20

Gambar 4.20. Diagram penampang transformasi

Garis netral :

$$y_a = \frac{A_c \cdot \left(\frac{t_p}{2}\right) + A_s \cdot \left(t_p + \frac{d}{2}\right)}{A_c + A_s}$$

$$y_a = \frac{41125 \cdot \left(\frac{200}{2}\right) + 21150 \cdot \left(200 + \frac{692}{2}\right)}{41125 + 21150} = 251,47 \text{ mm}$$

Inersia Komposit :

$$I_{komposit} = 1720000000 + 21150 \cdot \left(200 + \frac{692}{2} - 251,47 \right)^2 \\ + \frac{1}{12} \cdot 205,6 \cdot 200^3 + 41125 \cdot \left(251,47 - \frac{200}{2} \right)^2 = 4,64 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Berdasarkan RSNI T-03-2005 ps. 4.7.1. beban yang digunakan untuk persyaratan dari pembatasan lendutan pada balok adalah beban hidup ditambah beban kejut pada keadaan layan.

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban D :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,025 \cdot 16300^4}{200000 \cdot 4,64 \cdot 10^9} \\ + \frac{1}{48} \cdot \frac{84035 \cdot 16300^3}{200000 \cdot 4,64 \cdot 10^9} = 19,107 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban T :

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{112500 \cdot 16300^3}{200000 \cdot 4,64 \cdot 10^9} = 14,23 \text{ mm}$$

Lendutan ijin :

$$\bar{\delta} = \frac{L}{800} = \frac{16300}{800} = 20,38 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban D sebesar 19.107 lebih kecil dari lendutan ijin sebesar 20,38 mm. Maka profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dapat dipakai sebagai gelagar memanjang 16,3 meter.

4.8. Desain Sambungan

Pada balok bentang 16,3 meter dibutuhkan sambungan balok karena panjang profil di pasaran maksimum sebesar 12 meter, oleh karena itu akan direncanakan sambungan balok pada jarak 4,3 meter dari perletakan.

Beban ultimit pada sambungan:

$$D_u = 1045.98 \text{ kN}$$

$$M_u = 2259.96 \text{ kNm}$$

Pembagian beban momen :

$$M_{u \text{ badan}} = \frac{I_{bd}}{I_{prop}} \times M_u = \frac{\frac{1}{12}(1.3)(69.2)^3}{172000} \times 2259.96 = 471.68 \text{ kNm}$$

$$M_{u \text{ sayap}} = M_u - M_{u \text{ bd}} = 2259.96 - 471.68 = 1788.27 \text{ kNm}$$

Sambungan sayap :

- Direncanakan menggunakan baut HTB A490 M30
- $A_b = \frac{\pi}{4}(30)^2 = 706.8 \text{ mm}^2$
- $2.5 d_b < S < 15 t_p$ atau 200 mm; dipakai $S = 80 \text{ mm}$
- $1.5 d_b < S_1 < 4t_p + 100$ atau 200 mm; dipakai $S_1 = 50 \text{ mm}$
- $S_2 < 12t_p$ atau 150 mm; dipakai $S_2 = 50 \text{ mm}$
- Pelat buhul $t = 2 \times 20 \text{ mm}$ (sama dengan t_f)

Kuat geser rencana baut mutu tinggi tipe friksi berdasarkan RSNI T-03-2005.

$$V_{sf} = \mu n_{ei} n_{ti} k_h A_b$$

dengan,

$$k_h = 1, \text{ lubang standar}$$

$$\mu = 0.35, \text{ kondisi bidang kontak bersih tidak dicat}$$

$$n_{ei} = 2, \text{ jumlah bidang geser}$$

$$n_{ti} = 1035 \text{ MPa, kuat tarik minimum}$$

Besarnya kuat rencana, V_n

$$V_n = \mu n_{ei} n_{ti} k_h A_b$$

$$V_n = 0.35 \times 2 \times 1035 \times 1 \times 706.8$$

$$V_n = 512118.9 \text{ N}$$

Momen sayap $M_u = 1788.27 \text{ kNm}$

Gaya kopel sayap

$$T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{1788.27}{0.692} = 2843.04 \text{ kN} = 2843043 \text{ N}$$

Jumlah baut yang diperlukan : $n = \frac{T_u}{\phi V_n}$

$$n = \frac{2843043}{0.75 \cdot 512118.9} = 7.4 \text{ buah}$$

dipasang 8 baut

Sambungan pelat badan :

Beban yang bekerja : $D_u = 1045.98 \text{ kN}$

$$M_{u \text{ bd}} = 471.68 \text{ kNm}$$

- Direncanakan menggunakan baut HTB A490 $\phi 30$
- $A_b = \frac{\pi}{4} (30)^2 = 706.8 \text{ mm}^2$
- $2.5 d_b < S < 15 t_p$ atau 200 mm; dipakai $S = 80 \text{ mm}$
- $1.5 d_b < S_1 < 4 t_p + 100$ atau 200 mm; dipakai $S_1 = 50 \text{ mm}$
- $S_2 < 12 t_p$ atau 150 mm; dipakai $S_2 = 50 \text{ mm}$
- Pelat simpul $2 \times 6 \text{ mm}$

Kuat geser rencana baut mutu tinggi tipe friksi berdasarkan RSNI T-03-2005.

$$V_{st} = \mu n_{ei} n_{ti} k_h A_b$$

dengan,

$k_h = 1$, lubang standar

$\mu = 0.35$, kondisi bidang kontak bersih tidak dicat

$n_{ei} = 2$, jumlah bidang geser

$n_{ti} = 1035 \text{ MPa}$, kuat tarik minimum

Besarnya kuat rencana, V_n

$$V_n = \mu n_{ei} n_{ti} k_h A_b$$

$$V_n = 0.35 \cdot 2 \cdot 1035 \cdot 1 \cdot 706.8$$

$$V_n = 512118.9 \text{ N}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} M_{u \text{ total}} &= M_{u \text{ bd}} + D_u \cdot e & e &= 130 \text{ mm} \\ &= 471.68 + 1045.98 \cdot 0.13 \\ M_{u \text{ total}} &= 607.66 \text{ kNm} \\ &= 607.66 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Perkiraan jumlah baut : } n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}}$$

- Disamping beban momen, sambungan memikul beban geser. R_u direduksi 0,70
- Susunan baut lebih dari 1 deret R_u dinaikkan 1,2

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 607.66 \times 10^6}{80(0.70 \times 1.2 \times 512118.9)}} = 10.23 \quad \text{dicoba 18 baut}$$

$$\text{Akibat } D_u : \quad K_{uv_1} = \frac{D_u}{n} = \frac{1045980}{18} = 58110 \text{ N}$$

Akibat M_{UT} :

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 12(80^2) + 6(40^2 + 120^2 + 200^2) = 412800 \text{ mm}$$

$$K_{uv_2} = \frac{M_{UT} \cdot x}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{607.66 \times 10^6 \times 80}{412800} = 117763 \text{ N}$$

$$K_{UH} = \frac{M_{UT} \cdot y}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{607.66 \times 10^6 \times 200}{412800} = 294407 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} K_{u \text{ total}} &= \sqrt{(\Sigma K_{uv})^2 + (\Sigma K_{uh})^2} \\ &= \sqrt{(58110 + 117763)^2 + 294407^2} \end{aligned}$$

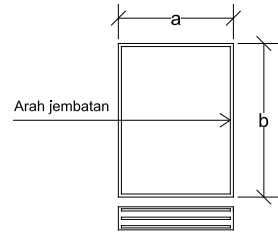
$$K_{u \text{ total}} = 341752 \text{ N} < \phi V_n = 384089 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Sambungan cukup kuat !

4.9. Desain Elastomer

Pada desain perletakan ini berdasarkan BMS chapter 8. Perletakan menggunakan elastomer bearing pad dari PT. Freysinet dengan spesifikasi:

| | |
|--------------------------|---|
| Shear Modulus | $G = 0.9 \text{ MPa}$ (IRHD 60) |
| Panjang elastomer, | $a = 150 \text{ mm}$ |
| Lebar elastomer, | $b = 200 \text{ mm}$ |
| Tebal karet dalam, | $t = 8 \text{ mm}$ (2 lapis) |
| Tebal plat besi, | $t_s = 3 \text{ mm}$ (3 lapis) |
| Tebal selimut, | $t_c = 2.5 \text{ mm}$ |
| Tebal sisi, | $t_{sc} = 4 \text{ mm}$ |
| Tebal total, | $t = 30 \text{ mm}$ |
| Rotasi maksimum, | $\gamma = 0.0123 \text{ rad}$ |
| Luas bidang terikat, | $A = (a-2t_{sc})(b-2t_{sc}) = 27264 \text{ mm}^2$ |
| Keliling bidang terikat, | $P = 2((a-2t_{sc})+(b-2t_{sc})) = 668 \text{ mm}$ |



4.9.1. Pembebanan

| | |
|----------------------|--|
| Beban Mati, | $P_{MS} = 84.15 \text{ kN}$ |
| Beban Mati Tambahan, | $P_{MA} = 41.08 \text{ kN}$ |
| Beban Hidup, | $P_{TD} = 174 \text{ kN}$ |
| Beban Angin | $P_{EW} = 8.215 \text{ kN}; T_{EW} = 14.38 \text{ kN}$ |
| Beban Gempa | |

Gaya geser total arah memanjang

$$T_{eq} = k_h W_t$$

$$T_{eq} = 0,189 \times 1 \times (84.15 + 41.08)$$

$$T_{eq} = 23.67 \text{ kN}$$

Gaya geser total arah melintang

$$T_{eq} = k_h W_t$$

$$T_{eq} = 0,144 \times 1 \times (84.15 + 41.08)$$

$$T_{eq} = 18.03 \text{ kN}$$

Kombinasi Beban Vertikal dan Beban Horisontal

Kombinasi Beban Vertikal

$$V_{max} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD} + P_{EW}$$

$$V_{max} = 84.15 + 41.08 + 174 + 8.215$$

$$V_{max} = 307.445 \text{ kN}$$

Kombinasi Beban Horisontal Melintang

$$H_a = T_{eq} + T_{EW}$$

$$H_a = 18.03 + 14.38$$

$$H_a = 32.41 \text{ kN}$$

Kombinasi Beban Horisontal Memanjang

$$H_a = T_{eq}$$

$$H_a = 23.67 \text{ kN}$$

4.9.2. Faktor Bentuk

$$S = \frac{A}{P \cdot t_e}$$

Dimana :

A = luas bidang terikat

P = keliling bidang terikat

t_e = tebal efektif lapisan elastomer

$$= t_l = 8 \text{ mm}$$

$$= 1.4 \cdot t_c = 1.4 \cdot 2.5 = 3.5 \text{ mm} \quad (\text{dipakai})$$

$$S = \frac{A}{P \cdot t_e} = \frac{27264}{668 \cdot 3.5} = 11.66$$

Persyaratan faktor bentuk

$$4 < S < 12 \quad (\text{OK})$$

4.9.3. Persyaratan Perencanaan

- Regangan Geser Tekan ϵ_{sc}

$$\delta_a = \frac{H_a \cdot t}{A \cdot G} \quad \text{dan} \quad \delta_b = \frac{H_b \cdot t}{A \cdot G}$$

dimana:

$\delta_a = \delta_b$ = Simpangan geser max tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi a dan b akibat gerakan struktur dan gaya tangensial

A = Seluruh luas daerah untuk lapis tak terikat

G = Modulus geser = 0.9 MPa

t = tebal total elastomer

H_a = gempa melintang

H_b = gempa memanjang

$$\delta_a = \frac{H_a \cdot t}{A \cdot G} = \frac{32410 \cdot 30}{27264 \cdot 0.9} = 39.62 \text{ mm}$$

$$\delta_b = \frac{H_b \cdot t}{A \cdot G} = \frac{23670 \cdot 30}{27264 \cdot 0.9} = 28.94 \text{ mm}$$

Luas efektif perletakan

$$A_{eff} = A \cdot \left(1 - \frac{\delta_a}{a} - \frac{\delta_b}{b}\right)$$

$$A_{eff} = 27264 \cdot \left(1 - \frac{39.62}{150} - \frac{28.94}{200}\right)$$

$$A_{eff} = 16116.78 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{V_{max}}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_c = \frac{307445}{3 \cdot 16116.78 \cdot 0.9 \cdot (1 + 2 \cdot 11.66^2)} = 0.026$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \cdot S \cdot \epsilon_c = 6 \cdot 11.66 \cdot 0.026 = 1.81$$

- Regangan Geser Torsi, ϵ_{sr}

Gaya vertical, V_{max} bekerja pada pusat luasan elastomer dan momen = 0, maka:

$$\alpha_a = \alpha_b = 0$$

$$\epsilon_{sr} = 0$$

- Regangan Geser Tangensial, ϵ_{sh}

$$0.9 A = 24537.6 \text{ mm}^2$$

$$0.8 A = 21811.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 16116.78 \text{ mm}^2 < 0.8 A, \text{ maka}$$

$$\text{Dipakai } A_{eff} = 21811.2 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{2 \cdot A_{eff}}{A} - 1.1$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{2 \cdot 21811.2}{27264} - 1.1$$

$$\epsilon_{sh} = 0.5 < 0.7$$

(OK)

- Persyaratan Tegangan Geser Total

$$\epsilon_{sh} + \epsilon_{sh} + \epsilon_{sh} \leq \frac{2.6}{\sqrt{G}}$$

$$1.81 + 0 + 0.5 \leq \frac{2.6}{\sqrt{0.9}}$$

$$2.31 \leq 2.74 \quad (\text{OK})$$

- Persyaratan Tegangan Tekanan Rata-Rata

$$\frac{V_{max}}{A} = \frac{307445}{27264} = 11.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

- Persyaratan Stabilitas Perletakan

$$\frac{V_{max}}{A_{eff}} \leq \frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S}{3 \cdot t}$$

$$\frac{307445}{16116.78} \leq \frac{2 \cdot 200 \cdot 0.9 \cdot 11.66}{3 \cdot 30}$$

$$19.08 \leq 46.64$$

$$(\text{OK})$$

- Tebal minimum plat baja

$$t_s \geq \frac{3 \cdot V_{max} \cdot t_1}{A \cdot f_y}$$

$$3 \geq \frac{3 \cdot 307445 \cdot 8}{27264 \cdot 250}$$

$$3 \geq 1.08 \quad (\text{OK})$$

- Persyaratan Penahan Perletakan

$$H' \leq 0.1 (V_{max} + 3 \cdot A_{eff} \cdot 0.001)$$

$$32.41 \text{ kN} \leq 0.1 (307.445 + 3 \cdot 16116.78 \cdot 0.001)$$

$$32.41 \text{ kN} < 34.835 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Elastomeric Bearing Pad dengan ukuran 150 x 200 x 30 dapat digunakan sebagai perletakan pada jembatan.

4.6. Desain Balok Melintang

Balok melintang direncanakan menggunakan baja BJ34 profil WF 300x150x5.5x8. Balok melintang harus mampu menahan gaya aksial akibat beban horizontal yang terjadi pada jembatan. Beban horisantal yang terjadi merupakan beban angin pada kendaraan dan beban angin pada jembatan.

$$\lambda_c = \frac{k_c L}{r \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \cdot 1750}{12.4 \cdot \pi} \sqrt{\frac{210}{2 \cdot 10^5}} = 4.49 > 1.5$$

Maka,

$$\phi N_n \leq \frac{\phi 0.88 A_s F_y}{\lambda_c^2}$$

$$\phi N_n \leq \frac{\phi 0.88 4080 210}{4.49^2}$$

$$\phi N_n \leq 317.8 \text{ kN}$$

$$Nu = T_{ew1} + T_{ew2}$$

$$Nu = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L + 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$Nu = 0.0012 \cdot 1.2 \cdot 35^2 \cdot 3 + 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 4.8$$

$$Nu = 9.98 \text{ kN} < 317.8 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

BAB V DESAIN ABUTMEN

5.1. Data Perencanaan

A. Struktur Atas

| | |
|---------------------------------------|----------|
| Panjang Bentang Gelagar 1 (L_1) | : 12 m |
| Lebar Jalan (b) | : 7 m |
| Lebar Trotoar (b_1) | : 1.2 m |
| Tebal plat lantai kendaraan (t_c) | : 0.2 m |
| Tebal lapisan aspal (t_a) | : 0.08 m |
| Overlay Aspal | : 0.05 m |
| Tebal air hujan (t_h) | : 0.10 m |

B. Struktur Bawah

| | |
|--------------------------|---------|
| Lebar Pondasi (B_y) | : 9.4 m |
| Tinggi abutmen (H_a) | : 4.0 m |

:

5.2. Pembebanan

Perencanaan pembebanan struktur abutmen jembatan ini berdasarkan pada RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan). Dimana beban-beban ini dikombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataan. Beban struktur atas yang berpengaruh pada abutmen merupakan beban lalu lintas, beban mati, dan beban lingkungan pada jembatan gelagar 1 (12 meter).

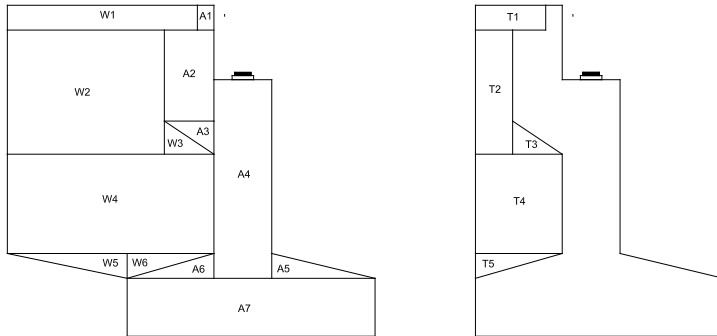
5.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS)

Tabel 5.1. Beban Sendiri Struktur Atas Pada Abutmen

| Beban | Parameter Volume | | | | Berat | Satuan | Berat (kN) |
|-----------------------------|------------------|-------|-------|----|-------|-------------------|------------|
| | B (m) | t (m) | L (m) | n | | | |
| Plat Beton | 9,40 | 0,20 | 6 | 1 | 24.00 | kN/m ³ | 270.72 |
| Trotoar dan sandaran | | | 6 | 2 | 13.05 | kN/m | 156.6 |
| Balok Memanjang | | | 6 | 5 | 1.06 | kN/m | 31.8 |
| Balok melintang (diafragma) | | | | 10 | 0.56 | kN | 5.6 |
| P _{ms} = | | | | | | | 464.72 |

5.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS).

Pada pembebanan akibat berat sendiri struktur bawah, bentuk abutmen direncanakan seperti pada gambar 5.1. Skema detail beban sendiri strutur bawah dapat dilihat pada gambar 5.1, dan perhitungan beban dan momen pada tabel 5.2.



Gambar 5.1. Skema Beban Sendiri Abutmen

Berat Beton, $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 Berat Tanah, $w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$
 Lebar Abutmen, $B_y = 9.4 \text{ m}$
 Tebal wing wall, $b_w = 2 \times 0.5 \text{ m}$

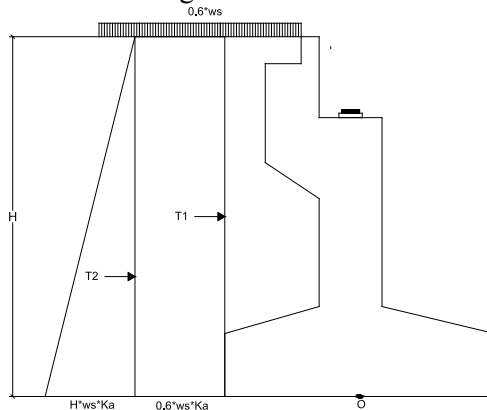
Tabel 5.2. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen

| Kode | Lebar (m) | Tinggi (m) | shape | Berat (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|---------|--------------|---------------|-------|---------------|---------------|----------------|
| Abutmen | | | | | | |
| A1 | 0.2 | 0.3 | 1 | 13.536 | 0.55 | 7.4448 |
| A2 | 0.6 | 1.1 | 1 | 148.896 | 0.75 | 111.672 |
| A3 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 27.072 | 0.65 | 17.5968 |
| A4 | 0.7 | 2.4 | 1 | 379.008 | 0.1 | 37.9008 |
| A5 | 1.25 | 0.3 | 0.5 | 42.3 | -0.87 | -36.66 |
| A6 | 1.05 | 0.3 | 0.5 | 35.532 | 0.60 | 21.3192 |
| A7 | 3 | 0.7 | 1 | 473.76 | 0 | 0 |

5.2.4. Beban Tekanan Tanah (TA).

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 5.2. Skema Tekana Tanah

| | |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Tinggi abutmen (H_a) | : 4.0 m |
| Lebar abutmen (B) | : 9.4 m |
| Berat volume timbunan, (w_s) | : 17.2 kN/m ³ |
| sudut geser (ϕ) | : 30° |
| Koefisien Tanah Aktif (K_a) | : $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$ |

Tabel 5.4. Perhitungan Tekanan Tanah

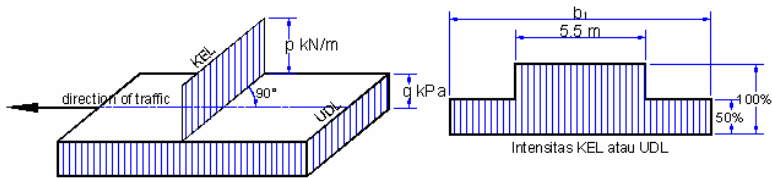
| Jenis Beban | T_{TA} (kN) | Eksentrisitas , thd titik O | M_{TA} (kNm) |
|------------------------------------|------------------|--------------------------------|-------------------|
| $T1 = \frac{1}{2} H_a^2 w_s K_a B$ | 431.14 | 1.333 | 574.856 |
| $T2 = H_a 0.6 w_s K_a B$ | 129.34 | 2 | 258.685 |
| $H_{TA} =$ | 560.48 | $M_{TA} =$ | 833.542 |

5.2.5. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis terpusat (KEL) seperti pada Gambar 5.3. Untuk jembatan dengan kelas jalan III maka beban yang digunakan adalah 70% dari beban pada peraturan. KEL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung panjang total L yang dibeban lalu lintas, seperti pada gambar 5.3. Atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$Q = 9.0 (0.5 + 15/L) \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$



Gambar 5.3. Skema Pembebanan Beban Lajur D

Pada jembatan ini bentang jembatan yang direncanakan sepanjang 12 meter, oleh Karen itu besarnya intensitas beban UDL sebesar 9 kPa.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban UDL.

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times q \times (5.5 + b) \times L / 2$$

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times 9 \times (5.5 + 7) \times 12 / 2$$

$$P_{UDL} = 236.25 \text{ kN}$$

Beban KEL memiliki intensitas 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) untuk bentang jembatan kurang dari 50 meter sebesar 0.4.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban KEL.

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times P \times (1 + DLA) \times (5.5 + b)$$

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times 49 \times (1 + 0.4) \times (5.5 + 7)$$

$$P_{KEL} = 214.375 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D pada Abutmen.

$$P_{TD} = P_{UDL} + P_{KEL} = 236.25 + 214.375 = 450.625 \text{ kN}$$

5.2.6. Beban Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hiduo merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 m^2$ $q = 5 \text{ kPa}$

Untuk $10 m^2 \leq A \leq 100 m^2$ $q = 5 - 0,033(A-10) \text{ kPa}$

Untuk $A > 100 m^2$ $q = 2 \text{ kPa}$

Luas bidang trotoar :

$A = 0,9 \cdot 6 = 5,4 m^2 \rightarrow q = 5 \text{ kPa}$

Beban pada abutmen akibat pejalan kaki

$P_{TP} = A \times q \times 2 = 5,4 \times 5 \times 2 = 54 \text{ kN}$

5.2.7. Gaya Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada struktur atas jembatan, besarnya beban rem adalah sebagai berikut:

Gaya horizontal rem, H_{TB} : 27.81 kN

Lengan terhadap titik O, y_o : 4 m

Momen akibat gaya rem, M_{TB} : 111.24 kNm

5.2.8. Beban Angin (EW)

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T-02-2005 ps.7.6, beban angin harus dihitung pada dua kondisi yaitu:

- Gaya akibat angin yang meniup bidang jembatan

Luas bidang samping bangunan:

$A_b = 1.6 \times 12 / 2 = 9.6 m^2$

Gaya Angin :

$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$

$T_{ew1} = 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 9.6$

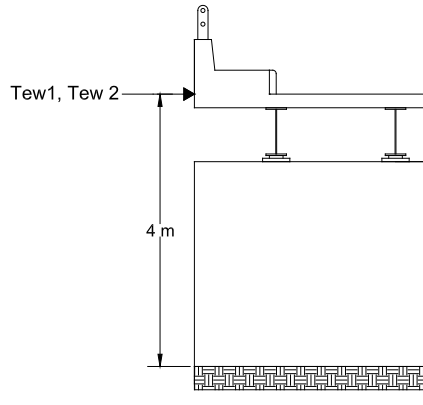
$T_{ew1} = 8.82 \text{ kN}$

- Gaya akibat angin yang meniup kendaraan

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L / 2$$

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 12 / 2$$

$$T_{ew2} = 11.025 \text{ kN}$$



Gambar 5.4. Skema Beban Angin

Besarnya gaya angin pada abutmen:

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2} = 8.82 + 11.025 = 19.845 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O, $y_1 = 4 \text{ m}$

Lengan terhadap titik O, $y_2 = 4 \text{ m}$

Momen,

$$M_{ew} = T_{ew1} \cdot y_1 + T_{ew2} \cdot y_2$$

$$M_{ew} = 8.82 \cdot 4 + 11.025 \cdot 4 = 78.498 \text{ kNm}$$

5.2.9. Beban Temperatur (ET).

Untuk memperhitungkan tegangan yang timbul akibat pengaruh temperature, diambil perbedaan temperature yang besarnya setengah dari selisih antar temperature maksimum dan minimum. Besarnya temperature maksimum dan minimum berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.2 adalah sebagai berikut:

Temperatur maksimum rata-rata, $T_{max} : 40^\circ\text{C}$

Temperatur minimum rata-rata, $T_{min} : 15^\circ\text{C}$

Perbedaan Temperatur

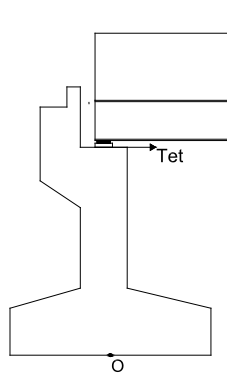
$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min})/2$$

$$\Delta T = (40 - 15)/2$$

$$\Delta T = 12.5^{\circ}\text{C}$$

Koefisien muai panjang baja,
Kekakuan geser elastomer,
Panjang girder
Jumlah tumpuan elastomer

$\alpha : 1.2 \times 10^{-5}$
 $k : 1500 \text{ kN/m}$
 $L : 12 \text{ meter}$
 $n : 5 \text{ buah}$



Gambar 5.5. Skema Beban Temperatur Pada Abutmen

Gaya pada abutmen akibat pengaruh temperature.

$$T_{ET} = \alpha \cdot \Delta T \cdot k \cdot L/2 \cdot n$$

$$T_{ET} = 1.2 \times 10^{-5} \times 12.5 \times 1500 \times 12/2 \times 5$$

$$T_{ET} = 6.75 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O,

$y_o : 3.1 \text{ m}$

Momen pada fondasi,

$$M_{ET} = T_{ET} \cdot y_o = 6.75 \times 3.1 = 20.925 \text{ kNm}$$

5.2.10. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus:

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

Dengan,

- K_h = C / R , koefisien beban gempa horizontal
- T_{eq} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau
- W_t = $P_{ms} + P_{ma}$, berat total jembatan
- C = koefisien respons gempa
- R = faktor modifikasi respons

Waktu getar struktur dihitung menggunakan rumus;

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

Dengan,

- g = 9.8 m/det^2 , percepatan gravitasi
- K_p = kekakuan struktur terhadap gaya horizontal
- W_{TP} = $P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

- Dimensi Breast Wall

- Tinggi, L_b = 2.1 m
- lebar, b = 9.4 m
- tebal, h = 0.7 m

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \cdot 9.4 \cdot 0.7^3 = 0.269 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 0.269}{2.1^3}$$

$$K_p = 2243231 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$$

$$W_{TP} = 464.72 + \frac{1}{2} \cdot 1344.384$$

$$W_{TP} = 1136.912 \text{ kN}$$

- Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1136.912}{9.8 \cdot 2243231}} = 0.045 \text{ dtk}$$

- Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan SNI 2833 2013. besarnya S_S , S_1 , PGA , F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Cirebon adalah. (peta respons spektra disajikan dalam lampiran A)

$$\begin{array}{ll} S_S = 0.3 \text{ g} & F_a = 1.4 \\ S_1 = 0.2 \text{ g} & F_V = 2.0 \\ PGA = 0.15 \text{ g} & F_{PGA} = 1.4 \end{array}$$

$$S_{DS} = S_S \cdot F_a = 0.3 \cdot 1.4 = 0.42$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_V = 0.2 \cdot 2.0 = 0.4$$

$$A_S = PGA \cdot F_{PGA} = 0.15 \cdot 1.4 = 0.21$$

Periode Spektum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.4/0.42 = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 \text{ Ts} = 0.2 \cdot 0.95 = 0.19$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.045}{0.19} + 0.21 = 0.26$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.26 / 1.5 = 0.173$$

- Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.173 W_t$$

Tabel 5.5. Perhitungan Beban Gempa

| kode | Berat (kN) | Teq (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|---------------|---------------|-------------|---------------|----------------|
| Bangunan Atas | | | | |
| Pms | 464.72 | 80.40 | 3.1 | 249.23 |
| Pma | 168.12 | 29.08 | 3.1 | 90.16 |
| Abutmen | | | | |
| A1 | 13.536 | 2.34 | 3.85 | 9.02 |
| A2 | 148.896 | 25.76 | 3.15 | 81.14 |
| A3 | 27.072 | 4.68 | 2.47 | 11.55 |
| A4 | 379.008 | 65.57 | 1.9 | 124.58 |
| A5 | 42.3 | 7.32 | 0.8 | 5.85 |
| A6 | 35.532 | 6.15 | 0.8 | 4.92 |
| A7 | 473.76 | 81.96 | 0.35 | 28.69 |
| Wingwall | | | | |
| W1 | 16.56 | 2.86 | 3.85 | 11.03 |
| W2 | 68.4 | 11.83 | 2.95 | 34.91 |
| W3 | 2.88 | 0.50 | 2.33 | 1.16 |
| W4 | 72 | 12.46 | 1.6 | 19.93 |
| W5 | 5.22 | 0.90 | 0.8 | 0.72 |
| W6 | 3.78 | 0.65 | 0.8 | 0.52 |
| Tanah | | | | |
| T1 | 6.12 | 1.06 | 3.85 | 4.08 |
| T2 | 16.2 | 2.80 | 2.95 | 8.27 |
| T3 | 2.88 | 0.50 | 2.33 | 1.16 |
| T4 | 30.24 | 5.23 | 1.6 | 8.37 |
| T5 | 3.78 | 0.65 | 0.8 | 0.52 |
| Teq | | 342.71 | Meq | 695.81 |

Lengan Beban Gempa, $y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 2.03$

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan

- Dimensi Breast Wall

Tinggi, $L_b = 2.1 \text{ m}$

lebar, $b = 9.4 \text{ m}$

tebal, $h = 0.7 \text{ m}$

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = 1/12 \cdot h \cdot b^3 = 1/12 \cdot 0.7 \cdot 9.4^3 = 48.451 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 48.451}{2.1^3}$$

$$K_p = 4.04 \cdot 10^8 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms \text{ (str atas)}} + \frac{1}{2} P_{ms \text{ (str bawah)}}$$

$$W_{TP} = 464.72 + \frac{1}{2} \cdot 1344.384$$

$$W_{TP} = 1136.912 \text{ kN}$$

- Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1136.912}{9.8 \cdot 4.04 \cdot 10^8}} = 0.0034 \text{ dtk}$$

- Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.0034}{0.19} + 0.21 = 0.214$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.214 / 1.5 = 0.143$$

- Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot (464.72 + 168.12 + 1344.384)$$

$$T_{EQ} = 282.74 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{eq} ,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 518.03 \cdot 2.03$$

$$M_{EQ} = 573.97 \text{ kNm}$$

5.2.11. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut:

$$\theta = \tan^{-1}(K_h)$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos^2 \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

Dengan,

$$\text{Tinggi abutmen, } H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutmen, } B_y = 9.4 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien gempa lateral, } K_h = 0.173$$

$$\text{Sudut geser tanah timbunan, } \phi' = 30^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif timbunan, } K_a = 0.333$$

$$\text{Berat volume timbunan, } w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = \tan^{-1}(0.173) = 9.81^\circ$$

$$\cos^2(\phi' - \theta) = \cos^2(30 - 9.81) = 0.88$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos^2 \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(30 - 10.42)}{\left[\cos^2 9.81 \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin 30 \cdot \sin(30 - 9.81)}}{\cos 9.81} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = 0.638$$

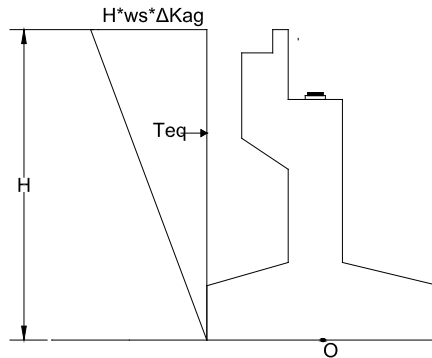
$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.638 - 0.333 = 0.305$$

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 17.2 \cdot 0.305 \cdot 9.4$$

$$T_{EQ} = 394.4 \text{ kN}$$



Gambar 5.6. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 4 = 2.67$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 394.4 \cdot 2.67 = 1053.05 \text{ kNm}$$

5.2.12. Kombinasi Beban Kerja

Tabel 5.6. Rekap Beban Pada Abutmen

| Aksi | P (kN) | Horizontal (kN) | | Momen (kNm) | |
|------------------------------|-----------|-----------------|--------|-------------|--------|
| | | Tx | Ty | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.47 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.38 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.81 | |
| Tekanan Tanah | | 560.48 | | 833.54 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 450.63 | | | -45.06 | |
| Beban Pedestrian | 54.00 | | | -5.40 | |
| Gaya Rem | | 27.81 | | 111.24 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | 6.75 | | 20.93 | |
| Beban Angin | | | 19.85 | | 78.50 |
| Beban gempa x | | 427.53 | | 868.00 | |
| Beban gempa y | | | 385.55 | | 782.71 |
| tek tanah dinamis | | 394.40 | | 1053.05 | |

Perhitungan kombinasi beban kerja pada abutmen dilampirkan pada Lampiran A. Pada tabel 5.7. disajikan rekap kombinasi beban kerja.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Tabel 5.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja

| Kombinasi | P (kN) | T _x (kN) | T _y (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
|-------------|---------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| Kombinasi 1 | 2427.85 | 588.29 | 0.00 | 325.52 | 0.00 |
| Kombinasi 2 | 2481.85 | 595.04 | 0.00 | 341.04 | 0.00 |
| Kombinasi 3 | 2427.85 | 588.29 | 19.85 | 325.52 | 78.50 |
| Kombinasi 4 | 2427.85 | 595.04 | 19.85 | 346.44 | 78.50 |
| Kombinasi 5 | 2112.41 | 821.93 | 385.55 | 1333.33 | 782.71 |

5.3. Kontrol Stabilitas Guling

5.3.1. Stabilitas Guling Arah X

Pondasi tiang pancang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil 2.2.

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi. Sehingga lengan A terhadap titik O sebesar $B_x/2 = 1.5$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_x/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{px}/M_x > 2.2$$

Tabel 5.8. Stabilitas Guling Arah X

| Kombinasi | k | P (kN) | M _x (kNm) | M _{px} (kNm) | SF | Keterangan |
|-------------|-----|---------|----------------------|-----------------------|-------|------------|
| Kombinasi 1 | 0% | 2427.85 | 325.52 | 3641.77 | 11.19 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 2 | 25% | 2481.85 | 341.04 | 4653.47 | 13.64 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 3 | 25% | 2427.85 | 325.52 | 4552.22 | 13.98 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 4 | 40% | 2427.85 | 346.44 | 5098.48 | 14.72 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 5 | 50% | 2112.41 | 1333.33 | 4752.93 | 3.56 | > 2.2 (OK) |

5.3.1. Stabilitas Guling Arah Y

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi arah y. Sehingga jarak titik A terhadap titik O sebesar $B_y/2 = 4.7$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_y/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{py}/M_y > 2.2$$

Tabel 5.9. Stabilitas Guling Arah Y

| Kombinasi | k | P (kN) | M_y (kNm) | M_{py} (kNm) | SF | Keterangan |
|-------------|-----|-----------|----------------|-------------------|----------|------------|
| Kombinasi 1 | 0% | 2427.85 | 0.00 | 11410.89 | ∞ | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 2 | 25% | 2481.85 | 0.00 | 14580.86 | ∞ | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 3 | 25% | 2427.85 | 78.50 | 14263.61 | 181.71 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 4 | 40% | 2427.85 | 78.50 | 15975.25 | 203.51 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 5 | 50% | 2112.41 | 782.71 | 14892.50 | 19.03 | > 2.2 (OK) |

5.4. Perencanaan Tiang Pancang

Pada perencanaan ini menggunakan tiang PC Spun Pile (PT. Jaya Beton Indonesia) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut:

| | | |
|----------------------|------------|-------------------------------------|
| Mutu beton, | f_c | = 50 MPa |
| Modulus Elastisitas, | E | = 33234 MPa |
| Tebal, | t | = 75 mm |
| Diameter Luar, | D | = 400 mm |
| Momen Inersia, | I | = $7.09 \cdot 10^8$ mm ⁴ |
| Gaya Aksial Ijin, | P_{ijin} | = 1180 kN |
| Momen Retak, | M_{cr} | = 75 kNm |
| Momen Ultimate, | M_u | = 135 kNm |

5.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan berdasarkan data penyelidikan tanah hasil SPT yang terlapir pada lampiran A. Perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan SPT menurut Luciano Decourt (1982) adalah sebagai berikut,

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Dimana: Q_l = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate didasar pondasi

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT disekitar 4B atau hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi, dengan B adalah diameter tiang.

k = koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa (untuk lempung)

20 t/m² = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa (untuk pasir)

A_p = luas penampang dasar tiang

Q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1)A_s$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral (t/m²)

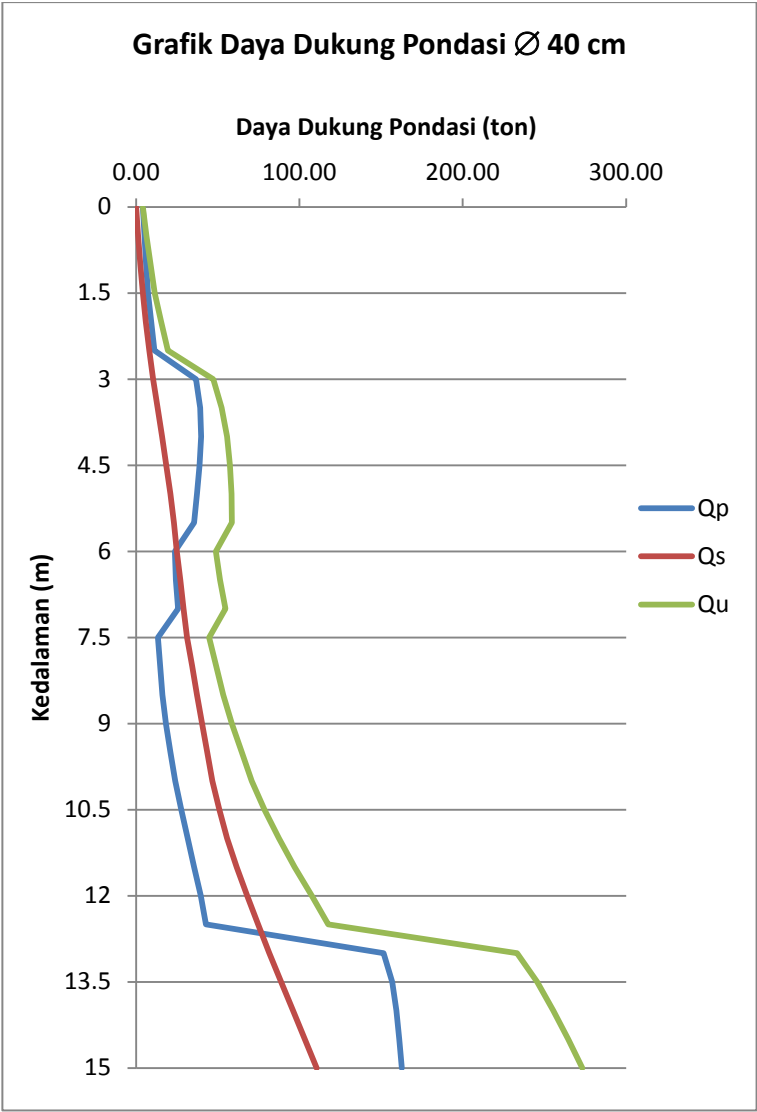
N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan. $3 < N < 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Pada perencanaan tiang pancang abutmen ini digunakan spun pile tipe B PT. JBI dengan diameter 0.4 m ($A_p = 0.126$ m²). Hasil perhitungan daya dukung tiang pondasi dengan menggunakan metode Luciano decourt disajikan pada tabel 5.10.

Tabel 5.10. Kekuatan Ultimate ! tiang pancang Ø 40 cm

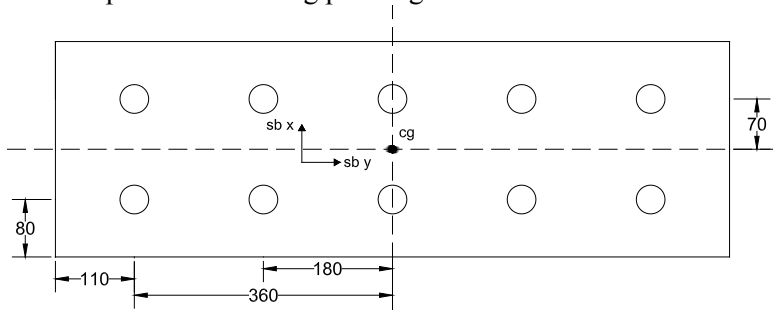
| Depth, (m) | N lap | N' koreksi | Qp | | | Qs | | | Qs | Qu |
|---------------|-------|---------------|-------|---------------------|--------|------|-------|-------------------|--------|--------|
| | | | Np | K | Qp | Ns | Ns' | As | | |
| | | | | (t/m ²) | (ton) | | | (m ²) | (ton) | (ton) |
| 0 | 0 | 0 | 2.75 | 12 | 4.15 | 3 | 3.00 | 0.00 | 0.00 | 4.15 |
| 1 | 4 | 4 | 4.08 | 12 | 6.16 | 4 | 3.33 | 1.26 | 2.65 | 8.81 |
| 2 | 6 | 6 | 6.21 | 12 | 9.37 | 6 | 4.20 | 2.51 | 6.03 | 15.40 |
| 3 | 9 | 9 | 8.36 | 35 | 36.76 | 9 | 5.36 | 3.77 | 10.50 | 47.26 |
| 4 | 11 | 11 | 9.07 | 35 | 39.90 | 11 | 6.50 | 5.03 | 15.92 | 55.82 |
| 5 | 9 | 9 | 8.50 | 35 | 37.38 | 9 | 7.05 | 6.28 | 21.04 | 58.42 |
| 6 | 6 | 6 | 7.57 | 25 | 23.79 | 6 | 6.96 | 7.54 | 25.04 | 48.82 |
| 7 | 7 | 7 | 8.18 | 25 | 25.69 | 7 | 6.93 | 8.80 | 29.13 | 54.82 |
| 8 | 8 | 11.5 | 9.79 | 12 | 14.76 | 11.5 | 7.24 | 10.05 | 34.30 | 49.06 |
| 9 | 9 | 12 | 12.14 | 12 | 18.31 | 12 | 7.72 | 11.31 | 40.43 | 58.74 |
| 10 | 10 | 12.5 | 15.93 | 12 | 24.02 | 12.5 | 8.17 | 12.57 | 46.77 | 70.79 |
| 11 | 26 | 20.5 | 20.96 | 12 | 31.61 | 20.5 | 9.11 | 13.82 | 55.79 | 87.41 |
| 12 | 43 | 29 | 26.29 | 12 | 39.64 | 29 | 10.54 | 15.08 | 68.06 | 107.70 |
| 13 | 46 | 30.5 | 30.14 | 40 | 151.51 | 30.5 | 12.00 | 16.34 | 81.68 | 233.20 |
| 14 | 50 | 32.5 | 31.71 | 40 | 159.41 | 32.5 | 13.38 | 17.59 | 96.05 | 255.47 |
| 15 | 50 | 32.5 | 32.36 | 40 | 162.64 | 32.5 | 14.61 | 18.85 | 110.67 | 273.31 |



Gambar 5.7. Grafik Kedalaman vs Daya Dukung Pondasi

5.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang

A. Data perencanaan tiang pancang



Gambar 5.8. Denah Tiang pancang

| | |
|------------------------|---|
| n | $= 10 \text{ buah}$ |
| X_{\max} | $= 0.7 \text{ m}$ |
| Y_{\max} | $= 3.6 \text{ m}$ |
| Σx^2 | $= 2(5(0.7)^2) = 4.9 \text{ m}^2$ |
| Σy^2 | $= 2(2(1.8^2) + 2(3.6^2)) = 64.8 \text{ m}^2$ |
| Jarak ke tepi pile cap | $= 0.8 \text{ m}$ |
| Jumlah arah y (m) | $= 5 \text{ buah}$ |
| Jumlah arah x (n) | $= 2 \text{ buah}$ |
| Diameter (D) | $= 0.4 \text{ m}$ |

Beban maksimum tiang pancang :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$\text{atau}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

Dimana :

| | |
|------------|---|
| P_{\max} | $= \text{beban maksimum yang diterima tiang pancang}$ |
| ΣP | $= \text{total beban yang diterima tiang pancang}$ |
| M_x | $= \text{momen terhadap sumbu x}$ |
| M_y | $= \text{momen terhadap sumbu y}$ |

- n = banyak tiang pancang
 X_{\max} = absis tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Y_{\max} = ordinat tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Σx^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang ke garis berat pile group
 Σy^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang terhadap garis berat pile group

Beban maksimum yang diterima tiang pancang dipilih yang paling besar antara beban maksimum arah X dan arah Y. Hasil perhitungan beban maximum dapat dilihat pada tabel 5.11 dan tabel 5.12.

Tabel 5.11. Beban Maksimum Arah X

| Kombinasi | P | Mx | P/n | $Mx \cdot X_{\max} / \Sigma n X_i^2$ | Pmax |
|-------------|---------|---------|--------|--------------------------------------|--------|
| | (kN) | (kNm) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Kombinasi 1 | 2427.85 | 325.52 | 242.78 | 46.50 | 289.29 |
| Kombinasi 2 | 2481.85 | 341.04 | 248.18 | 48.72 | 296.90 |
| Kombinasi 3 | 2427.85 | 325.52 | 242.78 | 46.50 | 289.29 |
| Kombinasi 4 | 2427.85 | 346.44 | 242.78 | 49.49 | 292.28 |
| Kombinasi 5 | 2112.41 | 1333.33 | 211.24 | 190.48 | 401.72 |

Tabel 5.12. Beban Maksimum Arah Y

| Kombinasi | P | My | P/n | $My \cdot Y_{\max} / \Sigma n Y_i^2$ | Pmax |
|-------------|---------|--------|--------|--------------------------------------|--------|
| | (kg) | (kgm) | (kg) | (kg) | (kg) |
| Kombinasi 1 | 2427.85 | 0.00 | 242.78 | 0.00 | 242.78 |
| Kombinasi 2 | 2481.85 | 0.00 | 248.18 | 0.00 | 248.18 |
| Kombinasi 3 | 2427.85 | 78.50 | 242.78 | 4.36 | 247.15 |
| Kombinasi 4 | 2427.85 | 78.50 | 242.78 | 4.36 | 247.15 |
| Kombinasi 5 | 2112.41 | 782.71 | 211.24 | 43.48 | 254.73 |

Dari perhitungan beban maksimum di atas didapat beban arah sumbu x merupakan beban terbesar.

Efisiensi tiang pancang kelompok :

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{Converse-Labarre})$$

Dimana:

Ce = koefisien tiang pancang

Ø = diameter tiang pancang

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah tiang arah x

n = jumlah tiang arah y

➔ S = 1.8 m

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(0,4/1.8)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{2} \right) = 0.819 \dots$$

Daya Dukung Tiang Pancang Group

$$P_{max} = \frac{Qu \times Ce \times \%}{SF}$$

$$Qu = \frac{P_{max} \times SF}{Ce \times \%}$$

Dimana :

Pmax = beban maksimum yang diterima tiang pancang

SF = Safety Faktor (3)

N = Jumlah tiang pancang

% = persentase kelebihan beban yang dibolehkan

Ce = Efisiensi tiang pancang kelompok

Qu = Daya dukung pondasi dalam (1 tiang)

Tabel 5.13. Perhitungan Beban Pada 1 Tiang Pancang

| No | % | Pmax (kN) | Qu (kN) | Qu pakai (kN) |
|----|------|--------------|------------|------------------|
| 1 | 100% | 289.29 | 1059.66 | 1059..66 |
| 2 | 125% | 296.90 | 870.05 | |
| 3 | 125% | 289.29 | 847.73 | |
| 4 | 140% | 292.28 | 764.72 | |
| 5 | 150% | 401.72 | 980.99 | |

Dari perhitungan diatas besarnya Q_u adalah 1059.66 kN, berdasarkan tabel 5.13. kedalaman yang dibutuhkan sebesar 12 m ($Q_u = 1077$ kN).

5.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

A. Kontrol terhadap beban aksial

Gaya aksial ijin tiang pancang = 1180 kN

$$Q_u < P_{ijin}$$

$$1077 < 1180 \text{ kN}$$

(OK)

B. Kontrol Defleksi

Defleksi yang terjadi pada tiang dihitung dengan perumusan sebagai berikut.

Deflection at head untuk fixed headed pile:

$$Y = \frac{H(e + z_f)^3}{12EI}$$

Dengan, z_f = kedalaman titik jepit tiang pancang.

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode philiponat tergantung pada sifat tanah. Besarnya panjang jepitan kritis tiang pancang diambil yang lebih besar dari,

Tanah monolayer, $z_f = 3 \text{ m}$ atau 6 kali diameter pancang

Tanah multilayer, $z_f = 1.5 \text{ m}$ atau 3 kali diameter pancang

Berdasarkan data tanah yang ada sifat tanah merupakan multilayer, besarnya panjang jepitan tanah,

$z_f = 3 \cdot 0.4 = 1.2 \text{ m} < 1.5 \text{ m}$, dipakai $z_f = 1.5 \text{ m}$

$$H_{cap} = \frac{2Mn}{e + z_f} = \frac{2 \cdot 75}{1.53 + 1.50} = 20.83 \text{ kN}$$

Besarnya defleksi,

$$Y = \frac{H(e + z_f)^3}{12EI}$$

$$Y = \frac{20.83(1530 + 3750)^3}{12 \cdot 33234 \cdot 7.09 \cdot 10^8}$$

$$Y = 5.73 \text{ mm} < 12 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

C. Kontrol Momen Akibat Beban Lateral

Gaya horizontal yang terjadi pada dasar abutmen berdasarkan tabel 5.x. didapat gaya horizontal maksimum sebesar 771.93 kN (arah x). Besarnya momen pada tiang pancang:

$$Mu = \frac{V_u \cdot z_f}{n}$$

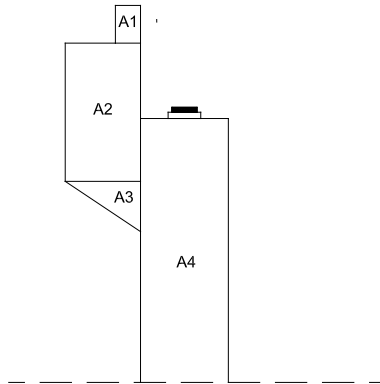
$$Mu = \frac{821.93 \cdot 1.5}{10}$$

$$Mu = 123.3 < 135 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

5.5. Analisis Breast Wall

5.5.1. Pembebanan Breast Wall

A. Berat Sendiri, MS



Gambar 5.9. Skema Beban Sendiri Breast Wall

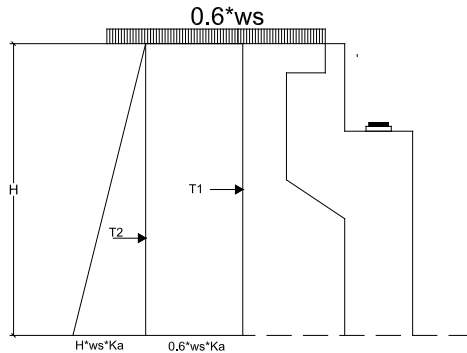
Tabel 5.14. Perhitungan Beban Sendiri Breast Wall

| kode | Lebar (m) | Tinggi (m) | shape | Berat kN |
|---------------------|--------------|---------------|-------|-------------|
| Berat Struktur Atas | | | | 464.72 |
| Abutmen | | | | |
| A1 | 0.2 | 0.3 | 1 | 13.536 |
| A2 | 0.6 | 1.1 | 1 | 148.896 |
| A3 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 27.072 |
| A4 | 0.7 | 2.1 | 1 | 331.632 |
| Pms | | | | 985.856 |

B. Tekanan Tanah

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 5.10. Skema Tekana Tanah

Tinggi breast wall (H) : 3.0 m
 Lebar abutmen (B) : 9.4 m
 Berat volume timbunan, (w_s) : 17.2 kN/m³
 sudut geser (ϕ) : 30°
 Koefisien Tanah Aktif (K_a) : $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 5.15. Perhitungan Tekanan Tanah

| Jenis Beban | T_{TA} (kN) | Eksentrisitas , thd titik O | M_{TA} (kNm) |
|--|------------------|--------------------------------|-------------------|
| $T1 = H \cdot 0.6 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 97.01 | 1.50 | 145.51 |
| $T2 = \frac{1}{2} H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 242.52 | 1.00 | 242.52 |
| $H_{TA} =$ | 339.52 | $M_{TA} =$ | 388.03 |

C. Beban Gempa

Gempa Arah Memanjang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatan permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, (I) = 1.0.

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h I W_t$$

$$T_{EQ} = 0.173 \cdot W_t$$

Tabel 5.16. Perhitungan Beban Gempa

| kode | Berat (kN0) | T_{EQ} (kn) | lengan (m) | Momen (kNm) |
|---------------|----------------|------------------|---------------|----------------|
| Bangunan Atas | | | | |
| Pms | 464.72 | 80.40 | 2.1 | 168.83 |
| Pma | 168.12 | 29.08 | 2.1 | 61.08 |
| Abutmen | | | | |
| A1 | 13.536 | 2.34 | 2.85 | 6.67 |
| A2 | 148.896 | 25.76 | 2.15 | 55.38 |
| A3 | 27.072 | 4.68 | 1.47 | 6.87 |
| A4 | 331.632 | 57.37 | 1.05 | 60.24 |
| T_{EQ} | | 199.64 | M_{EQ} | 359.08 |

Titik tangkap gempa,

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 359.08 / 199.64 = 1.8 \text{ m}$$

Gempa Arah Melintang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatab permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, $(I) = 1.0$.

Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot 1153.98$$

$$T_{EQ} = 165.02 \text{ kN}$$

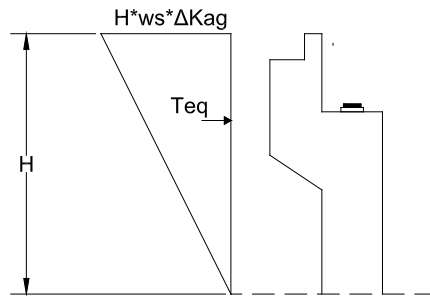
Momen rencana arah melintang, M_{eq} ,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 165.02 \cdot 1.8$$

$$M_{EQ} = 297.04 \text{ kNm}$$

D. Tekanan Tanah Dinamis



Gambar 5.11. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 17.2 \cdot 0.305 \cdot 9.4$$

$$T_{EQ} = 221.9 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 3 = 2 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 221.9 \cdot 2 = 443.81 \text{ kNm}$$

E. Rekap Beban Pada Breast Wall

Tabel 5.17. Rekap Beban Pada Breast Wall

| Aksi | K^u | P (kN) | Horisontal (kN) | | Momen (kNm) | |
|---------------------|-------|-----------|-----------------|-------|-------------|-------|
| | | | T_x | T_y | M_x | M_y |
| Berat Sendiri | 1.3 | 1281.6 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 2 | 336.2 | | | | |
| Tekanan Tanah | 1.25 | | 424.4 | | 485.0 | |
| Beban lajur D | 1.8 | 811.1 | | | | |
| Beban Pedestrian | 1.8 | 97.2 | | | | |
| Gaya Rem | 1.8 | | 50.1 | | 150.2 | |

Tabel 5.17. (Lanjutan)

| | | | | | | |
|-------------------|-----|--|-------|-------|-------|-------|
| Temperatur | 1.2 | | 8.1 | | 17.0 | |
| Beban Angin | 1.2 | | | 23.8 | | 70.4 |
| Beban gempa x | 1 | | 199.6 | 59.9 | 359.1 | 107.7 |
| Beban gempa y | 1 | | 49.5 | 165.0 | 89.1 | 297.0 |
| tek tanah dinamis | 1 | | 221.9 | | 443.8 | |

5.5.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall

Kombinasi pembebanan breast wall yang digunakan adalah sebagai berikut.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Pada tabel 5.18. disajikan rekap kombinasi pada breast wall

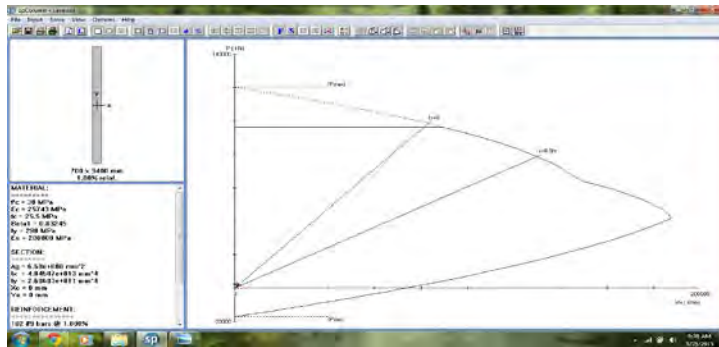
Tabel 5.18. Kombinasi Beban Pada Breast Wall

| | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
|-------------|---------|--------|--------|---------|--------|
| Kombinasi 1 | 2428.98 | 482.56 | 23.81 | 652.22 | 70.38 |
| Kombinasi 2 | 2526.18 | 482.56 | 0.00 | 652.22 | 0.00 |
| Kombinasi 3 | 2428.98 | 474.46 | 23.81 | 635.21 | 70.38 |
| Kombinasi 4 | 2526.18 | 482.56 | 23.81 | 652.22 | 70.38 |
| Kombinasi 5 | 1861.19 | 895.45 | 224.91 | 1377.03 | 404.76 |

5.5.3. Penulangan Breast Wall

A. Tulangan Lentur

Breast wall diasumsikan sebagai kolom yang menerima beban aksial dan beban momen. Perhitungan tulangan lentur breast wall diperoleh menggunakan program bantu spColumn 4.8. Berikut diagram interaksi P-M pada breast wall abutmen.



Gambar 5.12. Diagram Interaksi P-M Breast Wall

Dari diagram interaksi diatas didapat $\rho = 1\%$,
Dipakai tulangan D29 – 150 mm

B. Tulangan Geser

Gaya geser ultimit breast wall, $V_u = 895.43 \text{ kN}$

Mutu beton, $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu tulangan, $F_y = 290 \text{ MPa}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tebal efektif beton, $d = 700 - 50 = 650 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_y \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 9400 \cdot 650$$

$$V_c = 5577641 \text{ N}$$

$$V_c = 5577.64 \text{ kN} > V_u = 895.45 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

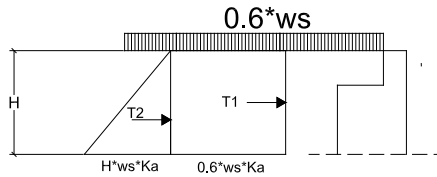
Dipakai tulangan D13-300

5.6. Back Wall

5.6.1. Pembebanan Back Wall

A. Tekanan Tanah

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 5.13. Skema Tekana Tanah

Tinggi brack wall (H) : 0.9 m
 Lebar abutmen (B) : 9.4 m
 Berat volume timbunan, (w_s) : 17.2 kN/m³
 sudut geser (ϕ) : 30°
 Koefisien Tanah Aktif (K_a) : $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 5.19. Perhitungan Tekanan Tanah

| Jenis Beban | T_{TA} (kN) | Eksentrisiras , thd titik O | M_{TA} (kNm) |
|--|------------------|--------------------------------|-------------------|
| $T1 = H \cdot 0.6 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 29.10 | 0.45 | 13.10 |
| $T2 = \frac{1}{2} H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 21.83 | 0.30 | 6.55 |
| $H_{TA} =$ | 50.93 | $M_{TA} =$ | 19.64 |

B. Beban Gempa

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

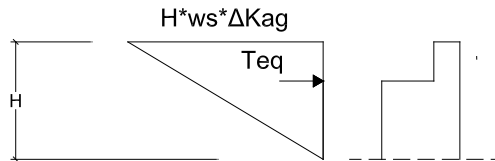
$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.173 W_t$$

Tabel 5.20. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang

| kode | Berat (kN0 | T_{EQ} (kn) | lengan (m) | Momen (kNm) |
|----------|---------------|------------------|---------------|----------------|
| Abutmen | | | | |
| A1 | 13.536 | 2.34 | 0.75 | 1.75 |
| A2 | 81.216 | 14.05 | 0.3 | 4.21 |
| P_{EQ} | | 16.39 | M_{EQ} | 5.96 |

C. Tekanan Tanah Dinamis



Gambar 5.14. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 0.9^2 \cdot 17.2 \cdot 0.305 \cdot 9.4$$

$$T_{EQ} = 20.63 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 0.9 = 0.6 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 20.63 \cdot 0.6 = 12.38 \text{ kNm}$$

D. Rekap Beban Ultimit Back Wall

Tabel 5.21. Rekap Beban Ultimit Back Wall

| | K^u | Horizontal, T (kN) | Momen, M (kNm) |
|---------------------------|-------|-----------------------|-------------------|
| Tekanan Tanah, TA | 1.25 | 63.66 | 24.55 |
| Beban Gempa, EQ | 1 | 16.39 | 5.96 |
| Tekanan Tanah Dinamis, EQ | 1 | 20.63 | 12.38 |
| Total | | 100.68 | 42.89 |

5.6.2. Penulangan Back Wall

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 42.89 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{42.89}{0.8} = 54.1 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{B_y \cdot d^2} = \frac{54.1 \cdot 10^6}{9400 \cdot 150^2} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.26}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.00089$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

Maka dipakai rasio tulangan minimum, $\rho_{pakai} = 0.0012$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times B_y \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0012 \times 9400 \times 550 = 6204 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{B_y \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{9400 \cdot 201}{6204} = 304.54 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

$$\text{D16-200 } (A_{s_{pakai}} = 9447 \text{ mm}^2).$$

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0012 \times 900 \times 550 = 594 \text{ mm}^2$$

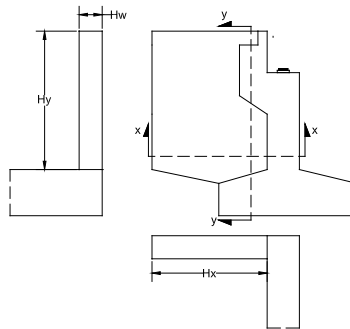
Maka dipasang tulangan susut

$$D13-150 (A_{s_{\text{pakai}}} = 796.38 \text{ mm}^2).$$

5.7. Analisis Wing Wall

5.7.1. Pembebanan Wing Wall

A. Tekanan Tanah



Gambar 5.15. Detail Ukuran Wingwall

Dimensi Wing Wall,

$$H_y = 3 \text{ m}$$

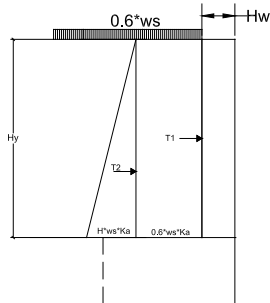
$$H_x = 2.5 \text{ m}$$

$$H_w = 0.5 \text{ m}$$

Plat pada wingwall dianalisis sebagai two wavy slab, melihat salah satu sisi vertical atau horizontal terjepit pada abutmen. Sehingga terjadi momen pada jepitan sebesar:

$$M_x = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah } x}$$

$$M_y = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah } y}$$



Gambar 5.16. Tekanan Tanah Pada Wing Wall

Berat volume timbunan, (w_s) : 17.2 kN/m^3
 sudut geser (ϕ) : 30°
 Koefisien Tanah Aktif (K_a) : $\tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) = 0.333$

Tabel 5.22. Perhitungan Tekanan Tanah

| Jenis Beban | T_{TA} (kN) | y | x | M_{Ty} (kNm) | M_{Tx} (kNm) |
|--|------------------|------------|------|-------------------|-------------------|
| $T1 = H \cdot 0.6 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 25.80 | 1.50 | 1.25 | 38.70 | 32.25 |
| $T2 = \frac{1}{2} H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$ | 64.50 | 1.00 | 1.25 | 64.50 | 80.62 |
| $H_{TA} =$ | 90.30 | $M_{TA} =$ | | 103.20 | 112.87 |

B. Beban Gempa

Berat Sendiri Struktur, $W_t = 168.84 \text{ kN}$

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

$$T_{EQ} = 0.173 \cdot 168.84$$

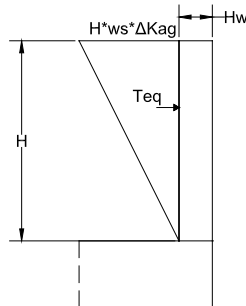
$$T_{EQ} = 29.21 \text{ kN}$$

Momen Akibat Beban Gempa

$$M_y = T_{EQ} \cdot H_y/2 = 29.21 \cdot 3/2 = 43.81 \text{ kNm}$$

$$M_x = T_{EQ} \cdot H_x/2 = 29.21 \cdot 2.5/2 = 36,51 \text{ kNm}$$

C. Tekanan Tanah Dinamis



Gambar 5.17. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H_y^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot H_x$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 17.2 \cdot 0.305 \cdot 2.5$$

$$T_{EQ} = 60.95 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik jepit

$$y_y = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 3 = 2 \text{ m}$$

$$y_x = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 2.5 = 1.25 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_y = T_{EQ} \cdot y_y = 60.95 \cdot 2 = 121.9 \text{ kNm}$$

$$M_x = T_{EQ} \cdot y_x = 60.95 \cdot 1.25 = 76.19 \text{ kNm}$$

D. Beban Ultimit Wing Wall

Tabel 5.23. Beban Ultimit Back Wall

| | K^u | T (kN) | Momen, | | Geser V (kNm) |
|------------------------|-------|-----------|----------------|----------------|---------------------|
| | | | M_y (kNm) | M_x (kNm) | |
| Tekanan Tanah, | 1.25 | 112.87 | 129.00 | 141.09 | 112.87 |
| Beban Gempa | 1 | 29.21 | 43.81 | 36.51 | 29.21 |
| Tekanan Tanah Dinamis, | 1 | 60.95 | 121.9 | 76.19 | 60.95 |
| Total = | | 203.03 | 294.71 | 253.43 | 203.03 |

5.7.2. Penulangan Wing Wall

- Penulangan Arah Y.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 294.71 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{294.71}{0.8} = 371.875 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{Hx \cdot d^2} = \frac{371.875 \cdot 10^6}{2500 \cdot 460^2} = 0.703 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.703}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0025$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio, $\rho_{pakai} = 0.0025$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times Hx \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0025 \times 2500 \times 460 = 2875 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{Hx \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{2500 \cdot 201}{2875} = 174.78 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-150 ($A_{s_{pakai}} = 3417 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan Susut:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu f_y 290 MPa, tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum.

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{perlu}} = 0,0012 \times 2500 \times 460 = 1380 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-200 ($A_{s_{pakai}} = 1725.5 \text{ mm}^2$).

- Penulangan Arah X

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 253.43 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{253.43}{0.8} = 320.14 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{H_y \cdot d^2} = \frac{320.14 \cdot 10^6}{3000 \cdot 460^2} = 0.504 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.504}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0,0018$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio, $\rho_{pakai} = 0,0018$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times H \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0018 \times 3000 \times 460 = 2484 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{H \times A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{3000 \cdot 201}{2484} = 242.75 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

$$\text{D16-200 } (A_{s_{pakai}} = 3015 \text{ mm}^2).$$

Perhitungan Penulangan susut:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu f_y 290 MPa, tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum.

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{perlu}} = 0,0012 \times 3000 \times 460 = 1656 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

$$\text{D13-200 } (A_{s_{pakai}} = 1990.95 \text{ mm}^2).$$

• Perhitungan Senggang

| | | |
|------------------------------|-------|-------------|
| Gaya geser ultimit pile cap, | V_u | = 203.03 kN |
|------------------------------|-------|-------------|

| | | |
|-------------|-------|----------|
| Mutu beton, | f_c | = 30 MPa |
|-------------|-------|----------|

| | | |
|----------------|-------|-----------|
| Mutu tulangan. | F_y | = 290 MPa |
|----------------|-------|-----------|

| | | |
|----------------|------|---------|
| Tebal decking, | d' | = 50 mm |
|----------------|------|---------|

| | | |
|----------------------|----------------|----------|
| Tebal efektif beton, | $d = 500 - 50$ | = 450 mm |
|----------------------|----------------|----------|

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot H_x \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 2500 \cdot 450$$

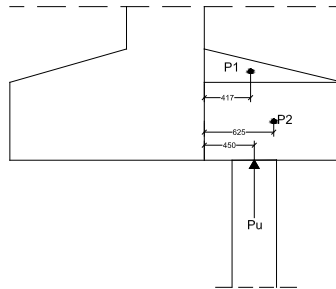
$$V_c = 1027 \text{ kN} > V_u = 203.03 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

Dipakai tulangan D13-300

5.8. Analisis Pile Cap

5.8.1. Pembebanan Pile Cap



Gambar 5.18. Skema Pembebanan Pile Cap

Beban Pada pile cap per meter panjang

$$P1 = 24 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 1.25 \cdot 0.5 = 4.5 \text{ kN}$$

$$P2 = 24 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 1.25 = 21 \text{ kN}$$

$$P_u = 1077 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana pile cap,

$$M_u = P_u \cdot 0.45 - P1 \cdot 0.417 - P2 \cdot 0.625$$

$$M_u = 1077 \cdot 0.45 - 4.5 \cdot 0.417 - 21 \cdot 0.625$$

$$M_u = 469.65 \text{ kN}$$

Gaya Geser ultimate rencana pile cap,

$$V_u = 1077 - 4.5 - 21 = 1051.5 \text{ kN}$$

5.8.2. Penulangan Pile Cap

- Perhitungan Tulangan Utama Pile Cap.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Ultimate, $M_u = 469.65 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{469.65}{0.8} = 587.07 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{587.07 \cdot 10^6}{1000 \cdot 950^2} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.65}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0023$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio, $\rho_{pakai} = 0.0023$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times H \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0023 \times 1000 \times 950 = 2185 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D22 ($A_s = 387 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{H \times A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 387}{2185} = 177.11 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D22-150 ($A_{s_{pakai}} = 2580 \text{ mm}^2$).

- Perhitungan Tulangan Bagi:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu f_y 290 MPa, tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 50\% \times 0.0023 \times 1000 \times 950 = 1092.5 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

$$D19-200 (A_{s_{\text{pakai}}} = 1417.6 \text{ mm}^2).$$

- Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser ultimit = :1051.5 kN

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h_w = 1000 \text{ mm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tebal efektif beton, $d = h - d' = 950 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950$$

$$V_c = 867227 \text{ N} < V_u / \phi = 1502142 \text{ N}$$

Jarak sengkang arah x

Digunakan tulangan diameter 3D16 ($A_v = 603 \text{ mm}^2$)

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 634915 \text{ N}$$

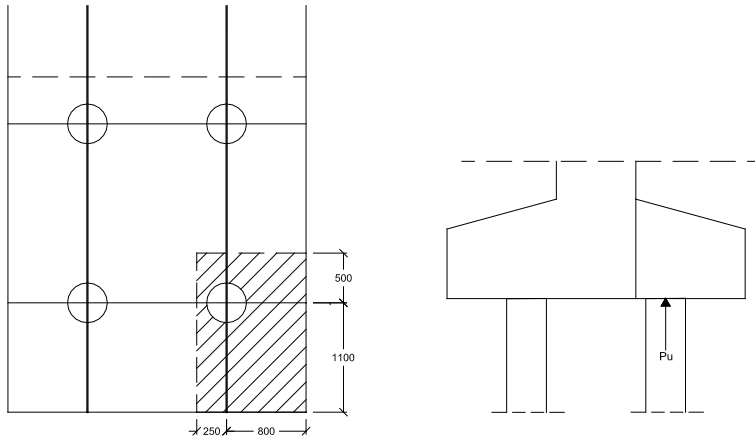
$$s = \frac{f_y \cdot A_v \cdot d}{V_s} = \frac{290 \cdot 603 \cdot 950}{634915} = 261 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D16 250/300

Jarak arah y = 300 mm

Jarak arah x = 250 mm

5.8.3 Kontrol Geser Pons



Gambar. 5.19. Skema Pengaruh Geser Pons pada Pile Cap

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h = 1 \text{ m}$

Kuat Geser Pons Beton,

$$F_v = 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.3 \cdot \sqrt{30} = 1.64 \text{ MPa}$$

Luas bidang geser kritis,

$$A_v = 2 \cdot (800 + 250 + 1100 + 500) \cdot h$$

$$A_v = 2 \cdot (800 + 250 + 1100 + 500) \cdot 1000$$

$$A_v = 5300000 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$P_n = F_v \cdot A_v$$

$$P_n = 1.64 \cdot 5300000$$

$$P_n = 8692000 \text{ N}$$

Kontrol Geser Pons

$$\phi P_n > P_u$$

$$0.6 \cdot 8692 > 1077 \text{ kN}$$

$$5215.2 > 1077 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

BAB VI

DESAIN PIER

6.1. Data Perencanaan

A. Struktur Atas

| | |
|---------------------------------------|----------|
| Panjang Bentang Gelagar 1 (L_1) | : 12 m |
| Panjang Bentang Gelagar 2 (L_2) | : 16.3 m |
| Lebar Jalan (b) | : 7 m |
| Lebar Trotoar (b_1) | : 1.2 m |
| Tebal plat lantai kendaraan (t_c) | : 0.2 m |
| Tebal lapisan aspal (t_a) | : 0.08 m |
| Overlay Aspal | : 0.05 m |
| Tebal air hujan (t_h) | : 0.10 m |

B. Struktur Bawah

| | |
|-----------------------|---------|
| Lebar Pondasi (B) | : 9.4 m |
| Tinggi Pier (H_p) | : 4.2 m |

6.2. Pembebanan

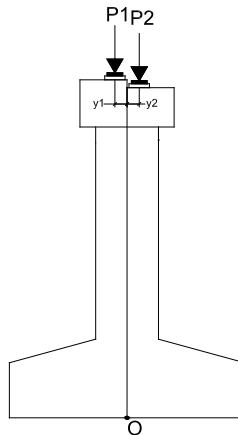
Pada pembebanan untuk pier, beban yang bekerja adalah beban hidup, beban mati struktur bawah, beban mati struktur atas sebesar setengah dari beban hidup dan beban mati pada struktur atas gelagar 1 dan gelagar 2. beban rem, beban angin, beban gempa, beban tanah dinamis, dll.

6.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS)

Berat sendiri struktur atas bentang 1 didapat pada perhitungan subbab 5.2.1. sebesar 464.72 kN. Perhitungan berat sendiri struktur atas gelagar 2 dapat dilihat pada tabel 6.1.

Tabel 6.1. Beban Struktur Atas Bentang 2 Pada Pier

| Beban | Parameter Volume | | | | Berat | Satuan | Berat (kN) |
|-----------------------------|------------------|-------|-------|----|-------|-------------------|------------|
| | B (m) | t (m) | L (m) | n | | | |
| Plat Beton | 9,40 | 0,20 | 8.15 | 1 | 24.00 | kN/m ³ | 367.73 |
| Trotoar dan sandaran | | | 8.15 | 2 | 13.05 | kN/m | 212.72 |
| Balok Memanjang | | | 8.15 | 5 | 1.66 | kN/m | 67.65 |
| Balok melintang (diafragma) | | | | 14 | 0.56 | kN | 7.84 |
| P _{ms2} = | | | | | | | 655.94 |

**Gambar 6.1.** Posisi Beban Struktur Atas Pada Pier

Total beban sendiri struktur atas.

$$P_{ms} = P_{ms1} + P_{ms2} = 464.72 + 655.94 = 1120.66 \text{ kN}$$

Momen Akibat Beban Sendiri struktur atas:

Lengan P_{ms1} terhadap titik O, $y_1 = 0.155 \text{ m}$ (kiri)

Lengan P_{ms2} terhadap titik O, $y_2 = 0.155 \text{ m}$ (kanan)

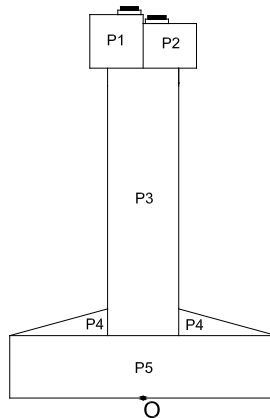
$$M_{ms} = P_{ms2} \cdot y_2 - P_{ms1} \cdot y_1$$

$$M_{ms} = 655.94 \cdot 0.15 - 464.72 \cdot 0.15$$

$$M_{ms} = 28.683 \text{ kNm}$$

6.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS)

Pada pembebanan akibat berat sendiri struktur bawah, bentuk abutmen direncanakan seperti pada gambar 6.2. Skema detail beban sendiri struktur bawah dapat dilihat pada gambar 6.2, dan perhitungan beban dan momen pada tabel 6.2.



Gambar 6.2. Skema Beban Sendiri Struktur Bawah

Tabel 6.2. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen

| Kode | Lebar (m) | Tinggi (m) | shape | Berat (kN) |
|------|--------------|---------------|----------|---------------|
| PIER | | | | |
| P1 | 0.6 | 0.6 | 1 | 81.216 |
| P2 | 0.6 | 0.5 | 1 | 67.68 |
| P3 | 0.8 | 3.0 | 1 | 541.44 |
| P4 | 1.1 | 0.3 | 1 | 74.45 |
| P5 | 3.0 | 0.7 | 1 | 473.76 |
| | | | P_{MS} | 1238.54 |

6.2.3. Beban Mati Tambahan (MA)

Penambahan berat mati tambahan yang bekerja pada struktur jembatan meliputi, tebal aspal, overlay aspal, serta genangan air hujan. Berat mati tambahan gelagar 1 didapat dari perhitungan pada subbab 5.2.3, $P_{ma1} = 168.12$ kN.

Tabel 6.3. Berat Mati Tambahan Gelagar 2 Pada Pier

| Beban | Parameter Volume | | | | Berat | Satuan | Berat (kN) |
|-------------------|------------------|-------|-------|---|-------|-------------------|------------|
| | B (m) | t (m) | L (m) | n | | | |
| Aspal | 7 | 0,13 | 8.15 | 1 | 22,00 | kN/m ³ | 163.16 |
| Air Hujan | 7 | 0,10 | 8.15 | 1 | 10 | kN/m ³ | 57.05 |
| Railing | | | 8.15 | 2 | 0,5 | kN/m | 8.15 |
| P _{ma} = | | | | | | | 228.36 |

Total beban sendiri struktur atas.

$$P_{ma} = P_{ma1} + P_{ma2} = 168.12 + 228.36 = 396.48 \text{ kN}$$

Momen Akibat Beban Sendiri struktur atas:

Sesuai gambar 6.1. panjang lengan untuk beban P_1 dan P_2 adalah.

Lengan P_{ms1} terhadap titik O, $y_1 = 0.155$ m (kiri)

Lengan P_{ms2} terhadap titik O, $y_2 = 0.155$ m (kanan)

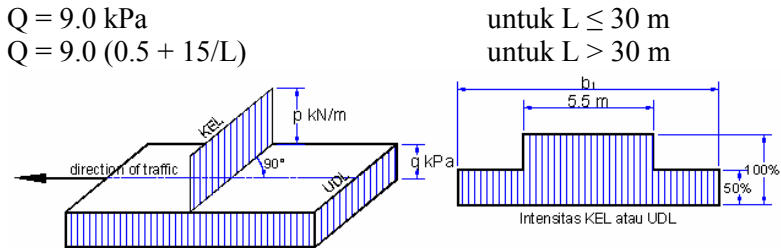
$$M_{ma} = P_{ma2} \cdot y_2 - P_{ma1} \cdot y_1$$

$$M_{ma} = 228.36 \cdot 0.155 - 168.12 \cdot 0.155$$

$$M_{ma} = 9.34 \text{ kNm}$$

6.2.4. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis terpusat (KEL) seperti pada Gambar 1. Untuk jembatan dengan kelas jalan III maka beban yang digunakan adalah 70% dari beban pada peraturan. KEL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung panjang total L yang dibebani lalu lintas, seperti pada gambar 6.x. Atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:



Gambar 6.3. Skema Pembebanan Beban Lajur D

Pada jembatan ini bentang jembatan yang direncanakan sepanjang 16.3 meter, oleh Karen itu besarnya intensitas beban UDL sebesar 9 kPa.

Besarnya beban pada pier akibat beban UDL bentang 2.

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times q \times (5.5 + b) \times L / 2$$

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times 9 \times (5.5 + 7) \times 16.3 / 2$$

$$P_{UDL} = 320.91 \text{ kN}$$

Beban KEL memiliki intensitas 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) untuk bentang jembatan kurang dari 50 meter sebesar 0.4.

Besarnya beban pada pier akibat beban KEL bentang 2.

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times P \times (1 + DLA) \times (5.5 + b)$$

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times 49 \times (1 + 0.4) \times (5.5 + 7)$$

$$P_{KEL} = 214.375 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D bentang 2 pada pier

$$P_{TD2} = P_{UDL} + P_{KEL} = 320.91 + 214.375 = 535.285 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D gelagar 1 pada pier didapat sesuai perhitungan pembebanan di subbab 5.2.5.

$$P_{TD1} = 450.62 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D total.

$$P_{TD} = P_{TD1} + P_{TD2} = 450.62 + 535.285 = 985.905 \text{ kN}$$

Momen akibat beban lajur D.

Sesuai gambar 6.1. panjang lengan untuk beban P_1 dan P_2 adalah.

Lengan P_{TD1} terhadap titik O, $y_1 = 0.155$ m (kiri)

Lengan P_{TD2} terhadap titik O, $y_2 = 0.155$ m (kanan)

$$M_{TD} = P_{TD2} \cdot y_2 - P_{TD1} \cdot y_1$$

$$M_{TD} = 535.285 \cdot 0.155 - 450.62 \cdot 0.15$$

$$M_{TD} = 13.12 \text{ kNm}$$

6.2.5. Beban Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hiduo merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q :

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 \quad q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 \leq A \leq 100 \text{ m}^2 \quad q = 5 - 0,033(A-10) \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2 \quad q = 2 \text{ kPa}$$

Luas bidang trotoar :

$$A = 0,9 \cdot 8.15 = 7.335 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad q = 5 \text{ kPa}$$

Beban pada pier akibat pejalan kaki bentang 2

$$P_{TP2} = A \times q \times 2 = 7.335 \times 5 \times 2 = 73.35 \text{ kN}$$

Besarnya beban pedestrian bentang 1 pada pier didapat sesuai perhitungan pembebanan di subbab 5.3.

$$P_{TP1} = 54 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D total.

$$P_{TP} = P_{TP1} + P_{TP2} = 54 + 73.35 = 127.35 \text{ kN}$$

Momen akibat beban pedestrian.

Sesuai gambar 6.x. panjang lengan untuk beban P_1 dan P_2 adalah.

Lengan P_{TP1} terhadap titik O, $y_1 = 0.155$ m (kiri)

Lengan P_{TP2} terhadap titik O, $y_2 = 0.155$ m (kanan)

$$M_{TP} = P_{TP2} \cdot y_2 - P_{TP1} \cdot y_1$$

$$M_{TP} = 73.35 \cdot 0.155 - 54 \cdot 0.15$$

$$M_{TP} = 3 \text{ kNm}$$

6.2.6. Gaya Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada struktur atas jembatan, besarnya beban rem adalah sebagai berikut:

| | |
|---------------------------------|--------------|
| Gaya horizontal rem, T_{TB} | : 61.72 kN |
| Lengan terhadap titik O, y_o | : 5.18 m |
| Momen akibat gaya rem, M_{TB} | : 319.71 kNm |

6.2.7. Beban Angin (EW)

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T-02-2005 ps.7.6, beban angin harus dihitung pada tiga kondisi yaitu:

- Gaya akibat angin yang meniup bidang jembatan

Luas bidang samping bangunan:

$$A_b = 1.6 \times (12 + 16.3)/2 = 23.6 \text{ m}^2$$

Gaya Angin :

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 23.6$$

$$T_{ew1} = 21.68 \text{ kN}$$

- Gaya akibat angin yang meniup bidang pier

$$T_{ew2} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

Besarnya gaya angin arah melintang dan memanjang dapat dilihat pada tabel 6.4.

Tabel 6.4. Perhitungan Gaya Angin Pada Pier

| Kode | Lebar (m) | Tinggi (m) | shape | T_{ew2} (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|----------------|--------------|---------------|-------|-------------------|---------------|----------------|
| Arah Melintang | | | | | | |
| P1 | 1.2 | 0.5 | 1 | 0.55 | 3.95 | 2.18 |
| P2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0.04 | 3.63 | 0.13 |
| P3 | 0.8 | 3.0 | 1 | 2.21 | 2.2 | 4.85 |
| P4 | 1.1 | 0.3 | 1 | 0.30 | 0.8 | 0.24 |
| P5 | 3.0 | 0.7 | 1 | 1.93 | 0.35 | 0.68 |
| T_{ew2y} | | | | 5.03 | M_{ew2y} | 8.08 |

Tabel 6.4. (Lanjutan)

| Memanjang | | | | | | |
|------------|-----|-----|---|-------|------------|-------|
| P6 | 9.4 | 4.2 | 1 | 36.27 | 2.1 | 76.17 |
| T_{ew2x} | | | | 36.27 | M_{ew2x} | 76.17 |

- Gaya akibat angin yang meniup kendaraan

$$T_{ew3} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot (L_1 + L_2) / 2$$

$$T_{ew3} = 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot (12 + 16.3) / 2$$

$$T_{ew3} = 26 \text{ kN}$$

Besarnya gaya angin arah memanjang pada pier:

$$T_{ew} = T_{ew2x} = 36.27 \text{ kN}$$

$$\text{Momen, } M_{ew} = M_{ew2x} = 76.17 \text{ kNm}$$

Besarnya gaya angin arah melintang pada pier:

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew3} + T_{ew2y}$$

$$T_{ew} = 21.68 + 26 + 5.03 = 52.71 \text{ kN}$$

Lengan T_{ew1} terhadap titik O, $y_1 = 5.1 \text{ m}$

Lengan T_{ew3} terhadap titik O, $y_3 = 5.1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{Momen, } M_{ew} &= T_{ew1} \cdot y_1 + T_{ew3} \cdot y_3 + M_{ew2y} \\ M_{ew} &= 21.68 \cdot 5.1 + 26 \cdot 5.1 + 8.08 \\ M_{ew} &= 253.33 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6.2.8. Beban Aliran Air, Hanyutan, Tumbukan Kayu (EF)

Gaya seret pada pier akibat aliran air dihitung dengan rumus,

$$T_{EF} = 0.5 \cdot C_D \cdot V_s^2 \cdot A_D$$

Dengan,

$C_D = 1.4$, koefisien seret penampang persegi

$V_s = 3 \text{ m/s}$, Kecepatan aliran air sungai (asumsi)

A_{Dx} = luas bidang pier yang ditinjau.

Besarnya gaya akibat aliran air,

$$T_{EF1} = 0.5 \cdot C_D \cdot V_s^2 \cdot A_D$$

$$T_{EF1} = 0.5 \cdot 1.4 \cdot 3^2 \cdot 0.96$$

$$T_{EF1} = 6.05 \text{ kN}$$

Gaya akibat benda hanyutan dihitung dengan rumus

$$T_{EF2} = 0.5 \cdot C_D \cdot V_s^2 \cdot A_D; \quad \text{dengan } C_D = 1.04$$

$$T_{EF2} = 0.5 \cdot 1.04 \cdot 3^2 \cdot 0.96$$

$$T_{EF2} = 4.49 \text{ kN}$$

Gaya akibat tumbukan dengan kayu,

$$T_{EF} = M \cdot V_a^2 / d$$

Dengan,

$M = 2 \text{ ton}$, massa batang kayu

$V_a = 1.4 V_s = 4.2 \text{ m/s}$

$d = 0.075$, lendutan ekuivalen pilar beton massif

$$T_{EF3} = M \cdot V_a^2 / d$$

$$T_{EF3} = 2 \cdot 4.2^2 / 0.075$$

$$T_{EF3} = 470.4 \text{ kN}$$

Besarnya gaya T_{EF} adalah yang lebih besar dari,

$$T_{EF} = T_{EF1} + T_{EF2} = 10.54 \text{ kN}$$

$$T_{EF} = T_{EF1} + T_{EF3} = 476.45 \text{ kN} \quad (\text{dipakai})$$

6.2.9. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus:

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

Dengan,

K_h = C/R , koefisien beban gempa horisontal

T_{eq} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau

I = Faktor kepentingan

W_t = $P_{ms} + P_{ma}$, berat total jembatan

C = koefisien respons gempa

R = faktor modifikasi respons

Waktu getar struktur dihitung menggunakan rumus;

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

Dengan,

$$\begin{aligned} g &= 9.8 \text{ m/det}^2, \text{ percepatan grafitasi} \\ K_p &= \text{kekakuan struktur terhadap gaya horizontal} \\ W_{TP} &= P_{ms \text{ (str atas)}} + \frac{1}{2} P_{ms \text{ (str bawah)}} \end{aligned}$$

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

- Dimensi Breast Wall

$$\text{Tinggi, } L_b = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{lebar, } b = 9.4 \text{ m}$$

$$\text{tebal, } h = 0.8 \text{ m}$$

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \cdot 9.4 \cdot 0.8^3 = 0.401 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 0.401}{2.7^3}$$

$$K_p = 1573377 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms \text{ (str atas)}} + \frac{1}{2} P_{ms \text{ (str bawah)}}$$

$$W_{TP} = 1120.66 + \frac{1}{2} \cdot 1238.54$$

$$W_{TP} = 1739.93 \text{ kN}$$

- Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1739.93}{9.8 \cdot 1573377}} = 0.067 \text{ dtk}$$

- Koefisien Beban Gempa Horisontal, K_h

Berdasarkan pada perhitungan pada subbab 5.2.10. didapatkan besarnya periode spektrum respons gempa.

$$T_s = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.19 \text{ dtk}$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.067}{0.19} + 0.21 = 0.284$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$
(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.284 / 1.5 = 0.189$$

• Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.189 W_t$$

Tabel 6.5. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang

| Kode | Berat (kN) | TEQ (kN) | Lengan (m) | Momen (kNm) |
|---------------|---------------|-------------|---------------|----------------|
| Bangunan Atas | | | | |
| Pms | 1120.66 | 211.80 | 4.2 | 889.58 |
| Pma | 396.48 | 74.93 | 4.2 | 314.73 |
| Pier | | | | |
| P1 | 81.216 | 15.35 | 4 | 61.40 |
| P2 | 67.68 | 12.79 | 3.95 | 50.53 |
| P3 | 541.44 | 102.33 | 2.2 | 225.13 |
| P4 | 74.448 | 14.07 | 0.8 | 11.26 |
| P5 | 473.76 | 89.54 | 0.35 | 31.34 |
| | Teq | 520.82 | Meq | 1583.96 |

Lengan Beban Gempa, $y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 3.04$

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan

- Dimensi Breast Wall

$$\text{Tinggi, } L_b = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{lebar, } b = 9.4 \text{ m}$$

$$\text{tebal, } h = 0.8 \text{ m}$$

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = 1/12 \cdot h \cdot b^3 = 1/12 \cdot 0.8 \cdot 9.4^3 = 55.372 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 55.372}{2.7^3}$$

$$K_p = 2.17 \cdot 10^8 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms \text{ (str atas)}} + \frac{1}{2} P_{ms \text{ (str bawah)}}$$

$$W_{TP} = 1120.66 + \frac{1}{2} \cdot 1238.54$$

$$W_{TP} = 1739.93 \text{ kN}$$

- Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1739.93}{9.8 \cdot 2.17 \cdot 10^8}}$$

$$T = 0.0057 \text{ dtk}$$

- Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.0057}{0.19} + 0.21 = 0.216$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$
 (Pilar tipe dinding, jembatan penting)
 Koefisien gempa horizontal, K_h
 $K_h = C / R = 0.216 / 1.5 = 0.144$

- Gaya Gempa, T_{EQ}
 Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,
 $T_{EQ} = K_h W_t$
 $T_{EQ} = 0.144 \cdot 2755.68$
 $T_{EQ} = 396.82 \text{ kN}$
 Momen rencana arah melintang, M_{EQ} ,
 $M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$
 $M_{EQ} = 396.82 \cdot 3.04$
 $M_{EQ} = 1206.33 \text{ kNm}$

6.2.10. Kombinasi Beban Kerja

Tabel 6.6. Rekap Beban Pada Pier

| Aksi | P (kN) | Horizontal (kN) | | Momen (kNm) | |
|------------------------------|-----------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | T _x | T _y | M _x | M _y |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 1120.66 | | | 28.683 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1238.54 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 396.48 | | | 9.34 | |
| Beban lajur D | 985.905 | | | 13.12 | |
| Beban Pedestrian | 127.35 | | | 3 | |
| Gaya Rem | | 61.72 | | 319.71 | |
| Beban Aliran Air, dll | | | 476.45 | | 1088.21 |
| Beban Angin | | 36.27 | 52.71 | 76.17 | 253.33 |
| Beban gempa x | | 520.82 | 156.25 | 1583.96 | 475.19 |
| Beban gempa y | | 119.05 | 396.82 | 361.90 | 1206.33 |

Perhitungan kombinasi beban kerja pada abutmen dilampirkan pada Lampiran A. Pada tabel 6.7. disajikan rekap kombinasi beban kerja.

Kombinasi 1 : MS+MA+TD+TB+EF

Kombinasi 2 : MS+MA+TD+TP+TB+EF

Kombinasi 3 : MS+MA+TD+TB+EF+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+0.3TD+EQ

Tabel 6.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja

| Kombinasi | P (kN) | H _x (kN) | H _y (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
|-------------|----------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| Kombinasi 1 | 3741.585 | 61.72 | 476.45 | 370.853 | 1088.212 |
| Kombinasi 2 | 3868.935 | 61.72 | 476.45 | 373.853 | 1088.212 |
| Kombinasi 3 | 3741.585 | 97.99 | 529.16 | 447.023 | 1341.542 |
| Kombinasi 4 | 3051.5 | 639.9 | 553.1 | 1987.8 | 1681.5 |

6.3. Kontrol Stabilitas Guling

6.3.1. Stabilitas Guling Arah X

Pondasi tiang pancang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil 2.2.

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi. Sehingga lengan A terhadap titik O sebesar $B_x/2 = 1.5$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_x/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$SF = M_{px}/M_x > 2.2$

Tabel 6.8. Stabilitas Guling Arah X

| Kombinasi | k | P (kN) | M _x (kNm) | M _{px} (kNm) | SF | Keterangan |
|-------------|-----|---------|----------------------|-----------------------|-------|------------|
| Kombinasi 1 | 0% | 3741.59 | 370.85 | 5612.38 | 15.13 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 2 | 25% | 3868.94 | 373.85 | 7254.25 | 19.40 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 3 | 40% | 3741.59 | 447.02 | 7857.33 | 17.58 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 4 | 50% | 3051.45 | 1987.82 | 6865.77 | 3.45 | > 2.2 (OK) |

6.3.2. Stabilitas Guling Arah Y

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi arah y. Sehingga jarak titik A terhadap titik O sebesar $B_y/2 = 4.7$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_y/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{py}/M_y > 2.2$$

Tabel 6.9. Stabilitas Guling Arah Y

| Kombinasi | k | P (kN) | M_y (kNm) | M_{py} (kNm) | SF | Keterangan |
|-------------|-----|-----------|----------------|-------------------|-------|------------|
| Kombinasi 1 | 0% | 3741.59 | 1088.21 | 17585.45 | 16.16 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 2 | 25% | 3868.94 | 1088.21 | 22729.99 | 20.89 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 3 | 40% | 3741.59 | 1341.54 | 24619.63 | 18.35 | > 2.2 (OK) |
| Kombinasi 4 | 50% | 3051.45 | 1681.52 | 21512.73 | 12.79 | > 2.2 (OK) |

6.4. Perencanaan Tiang Pancang

Pada perencanaan ini menggunakan tiang PC Spun Pile (PT. Jaya Beton Indonesia) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut:

| | | |
|----------------------|------------|-------------------------------------|
| Mutu beton, | f_c | = 50 MPa |
| Modulus Elastisitas, | E | = 33234 MPa |
| Tebal, | t | = 90 mm |
| Diameter Luar, | D | = 500 mm |
| Momen Inersia, | I | = $3.06 \cdot 10^9$ mm ⁴ |
| Gaya Aksial Ijin, | P_{ijin} | = 1780 kN |
| Momen Retak, | M_{cr} | = 150 kNm |
| Momen Ultimate, | M_u | = 270 kNm |

6.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan berdasarkan data penyelidikan tanah hasil SPT yang terlapir pada lampiran A. Perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan SPT menurut Luciano Decourt (1982) adalah sebagai berikut,

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Dimana: Q_l = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate didasar pondasi

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT disekitar 4B atau hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi, dengan B adalah diameter tiang.

k = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

Q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1)A_s$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral (t/m²)

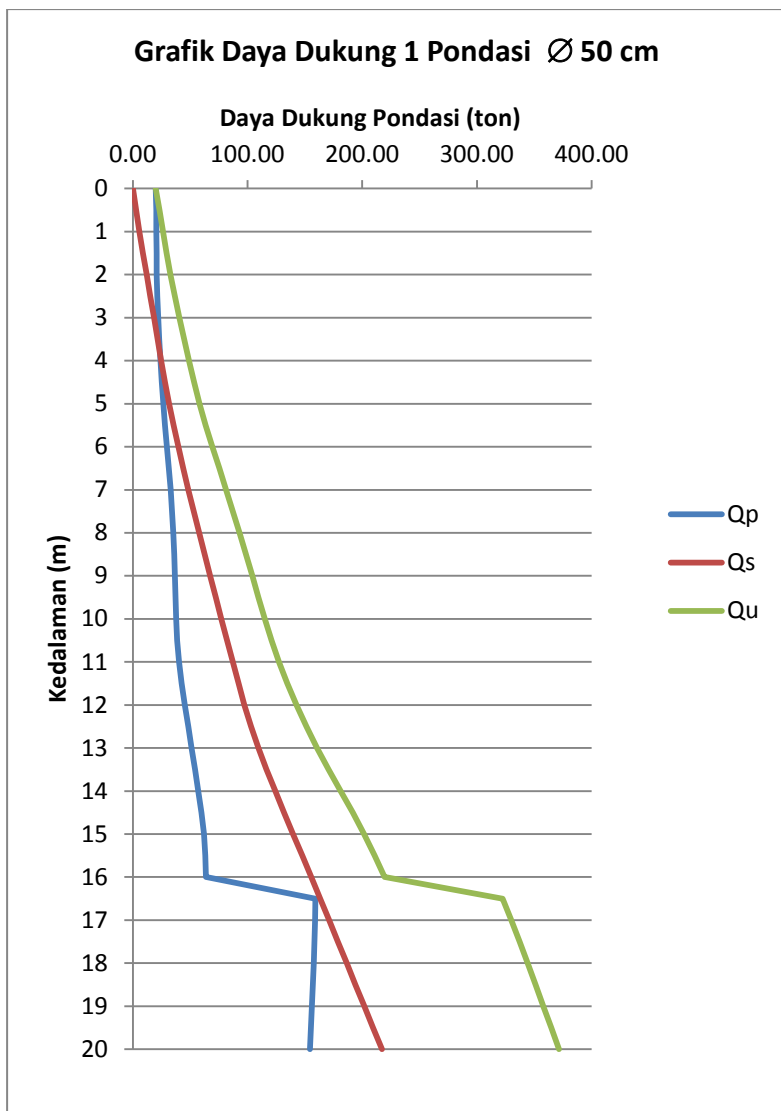
N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan. $3 < N < 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Pada perencanaan tiang pancang abutmen ini digunakan spun pile tipe B PT. JBI dengan diameter 0.5 m ($A_p = 0.196 \text{ m}^2$). Hasil perhitungan daya dukung tiang pondasi dengan menggunakan metode Luciano decourt disajikan pada tabel 6.10.

Tabel 6.10. Kekuatan Ultimate ! tiang pancang Ø 50 cm

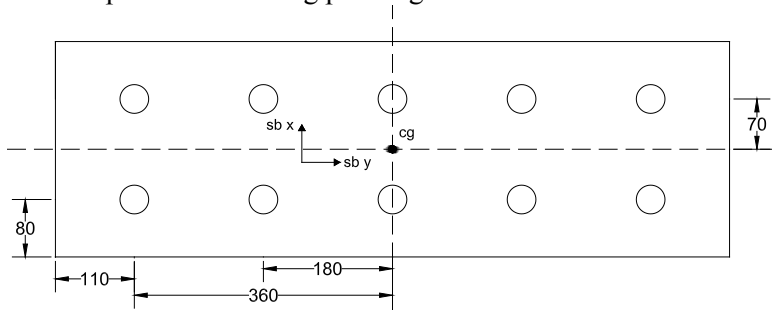
| depth m | N lap | N' koreksi | Qp | | | Qs | | | | Qu (ton) |
|------------|-------|---------------|-------|--------|----------|-------|-------|-------------------|----------|----------|
| | | | Np | K t/m2 | Qp (ton) | Ns | Ns' | As (Luas selimut) | Qs (ton) | |
| 0 | 0 | 7.5 | 8.50 | 12 | 20.03 | 7.5 | 7.50 | 0.00 | 0.00 | 20.03 |
| 1 | 2 | 8.5 | 8.73 | 12 | 20.57 | 8.5 | 8.00 | 1.57 | 5.76 | 26.33 |
| 2 | 4 | 9.5 | 8.81 | 12 | 20.75 | 9.5 | 8.50 | 3.14 | 12.04 | 32.79 |
| 3 | 3.5 | 9.25 | 9.42 | 12 | 22.19 | 9.25 | 8.73 | 4.71 | 18.43 | 40.62 |
| 4 | 3 | 9 | 10.25 | 12 | 24.15 | 9 | 8.81 | 6.28 | 24.73 | 48.88 |
| 5 | 7 | 11 | 11.25 | 12 | 27 | 11 | 9.11 | 7.85 | 31.71 | 58.22 |
| 6 | 11 | 13 | 12.58 | 12 | 29.65 | 13 | 9.63 | 9.42 | 39.69 | 69.34 |
| 7 | 13.5 | 14.25 | 13.96 | 12 | 32.89 | 14.25 | 10.21 | 11.00 | 48.41 | 81.30 |
| 8 | 16 | 15.5 | 14.94 | 12 | 35.21 | 15.5 | 10.79 | 12.57 | 57.78 | 92.99 |
| 9 | 16.5 | 15.75 | 15.58 | 12 | 36.72 | 15.75 | 11.31 | 14.14 | 67.43 | 104.15 |
| 10 | 17 | 16 | 16.00 | 12 | 37.70 | 16 | 11.75 | 15.71 | 77.23 | 114.93 |
| 11 | 17.5 | 16.25 | 17.08 | 12 | 40.25 | 16.25 | 12.14 | 17.28 | 87.18 | 127.43 |
| 12 | 18 | 16.5 | 19.28 | 12 | 45.42 | 16.5 | 12.48 | 18.85 | 97.26 | 142.69 |
| 13 | 28.5 | 21.75 | 21.75 | 12 | 51.25 | 21.75 | 13.07 | 20.42 | 109.38 | 160.63 |
| 14 | 39 | 27 | 24.22 | 12 | 57.07 | 27 | 13.94 | 21.99 | 124.17 | 181.25 |
| 15 | 39.5 | 27.25 | 26.29 | 12 | 61.95 | 27.25 | 14.79 | 23.56 | 139.76 | 201.70 |
| 16 | 40 | 27.5 | 27.08 | 12 | 63.81 | 27.5 | 15.56 | 25.13 | 155.49 | 219.31 |
| 17 | 39 | 27 | 26.96 | 30 | 158.80 | 27 | 16.22 | 26.70 | 171.09 | 329.89 |
| 18 | 38 | 26.5 | 26.78 | 30 | 157.73 | 26.5 | 16.78 | 28.27 | 186.46 | 344.19 |
| 19 | 38 | 26.5 | 26.50 | 30 | 156.10 | 26.5 | 17.28 | 29.85 | 201.77 | 357.87 |
| 20 | 38 | 26.5 | 26.22 | 30 | 154.46 | 26.5 | 17.73 | 31.42 | 217.10 | 371.56 |



Gambar 6.4. Grafik Kedalaman vs Daya Dukung Pondasi

6.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang

A. Data perencanaan tiang pancang



Gambar 6.5. Denah Tiang pancang

| | |
|------------------------|--|
| n | $= 10$ buah |
| X_{max} | $= 1.4$ m |
| Y_{max} | $= 3.6$ m |
| Σx^2 | $= 2(5(0.7)^2) = 4.9$ m ² |
| Σy^2 | $= 2(2(1.8^2) + 2(3.6^2)) = 64.8$ m ² |
| Jarak ke tepi pile cap | $= 0.8$ m |
| Jumlah arah y (m) | $= 5$ buah |
| Jumlah arah x (n) | $= 2$ buah |
| Diameter (D) | $= 0.5$ m |

Beban maksimum tiang pancang :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot y_{max}}{\Sigma y^2}$$

Dimana :

| | |
|------------|--|
| P_{max} | $=$ beban maksimum yang diterima tiang pancang |
| ΣP | $=$ total beban yang diterima tiang pancang |
| M_x | $=$ momen terhadap sumbu X |
| M_y | $=$ momen terhadap sumbu X |

- n = banyak tiang pancang
 X_{max} = absis tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Y_{max} = ordinat tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Σx^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang ke garis berat pile group
 Σy^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang terhadap garis berat pile group

Beban maksimum yang diterima tiang pancang dipilih yang paling besar antara beban maksimum arah X dan arah Y. Hasil perhitungan beban maximum dapat dilihat pada tabel 6.11 dan tabel 6.12.

Tabel 6.11. Beban Maksimum Arah X

| No | Kombinasi | P (kN) | M _x (kNm) | P/n (kN) | $M_x \cdot X_{max} / \Sigma n X_i^2$ (kN) | P _{max} (kN) |
|----|-------------|-----------|-------------------------|-------------|--|--------------------------|
| 1 | Kombinasi 1 | 3741.59 | 370.85 | 374.16 | 52.98 | 427.14 |
| 2 | Kombinasi 2 | 3868.94 | 373.85 | 386.89 | 53.41 | 440.30 |
| 3 | Kombinasi 3 | 3741.59 | 447.02 | 374.16 | 63.86 | 438.02 |
| 4 | Kombinasi 4 | 3051.45 | 1987.82 | 305.15 | 283.97 | 589.12 |

Tabel 6.12. Beban Maksimum Arah Y

| No | Kombinasi | P (kg) | M _y (kgm) | P/n (kg) | $M_y \cdot Y_{max} / \Sigma n Y_i^2$ (kg) | P _{max} (kg) |
|----|-------------|-----------|-------------------------|-------------|--|--------------------------|
| 1 | Kombinasi 1 | 3741.59 | 1088.21 | 374.16 | 60.46 | 434.61 |
| 2 | Kombinasi 2 | 3868.94 | 1088.21 | 386.89 | 60.46 | 447.35 |
| 3 | Kombinasi 3 | 3741.59 | 1341.54 | 374.16 | 74.53 | 448.69 |
| 4 | Kombinasi 4 | 3051.45 | 1681.52 | 305.15 | 93.42 | 398.56 |

Dari perhitungan beban maksimum di atas didapat beban arah sumbu Y merupakan beban terbesar.

Efisiensi tiang pancang kelompok :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{Converse-Labarre})$$

Dimana:

C_e = koefisien tiang pancang

ϕ = diameter tiang pancang

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah tiang arah x

n = jumlah tiang arah y

→ $S = 1.8 \text{ m}$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(0,4/1.8)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{2} \right) = 0.819 \dots$$

Daya Dukung Tiang Pancang Group

$$P_{max} = \frac{Q_u \times C_e \times \%}{SF}$$

$$Q_u = \frac{P_{max} \times SF}{C_e \times \%}$$

Dimana :

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang pancang

SF = Safety Faktor (3)

N = Jumlah tiang pancang

$\%$ = persentase kelebihan beban yang dibolehkan

C_e = Efisiensi tiang pancang kelompok

Q_u = Daya dukung pondasi dalam (1 tiang)

Tabel 6.13. Perhitungan Rencana Daya Dukung Tanah

| No | % | P_{max} (kN) | Q_u (kN) | Q_u pakai (kN) |
|----|---------|-------------------|---------------|---------------------|
| 1 | 100.00% | 434.61 | 1592.00 | 1592 |
| 2 | 125.00% | 447.35 | 1310.91 | |
| 3 | 140.00% | 448.69 | 1173.96 | |
| 4 | 150.00% | 398.56 | 973.29 | |

Dari perhitungan diatas besarnya Q_u adalah 1592 kN, berdasarkan tabel 6.10. kedalaman yang dibutuhkan sebesar 13 m ($Q_u = 1606.3$ kN).

6.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

A. Kontrol terhadap beban aksial

Gaya aksial ijin tiang pancang = 1780 kN

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}}$$

$$1606.3 < 1780 \text{ kN}$$

(OK)

B. Kontrol Defleksi

Defleksi yang terjadi pada tiang dihitung dengan perumusan sebagai berikut.

Deflection at head untuk *fixed headed pile*:

$$Y = \frac{H(e + z_f)^3}{12EI}$$

Dengan, z_f = kedalaman titik jepit tiang pancang.

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode philiponat tergantung pada sifat tanah. Besarnya panjang jepitan kritis tiang pancang diambil yang lebih besar dari,

Tanah monolayer, $z_f = 3 \text{ m}$ atau 6 kali diameter pancang

Tanah multilayer, $z_f = 1.5 \text{ m}$ atau 3 kali diameter pancang

Berdasarkan data tanah yang afa sifat tanah merupakan multilayer, besarnya panjang jepitan tanah,

$$z_f = 3 \cdot 0.4 = 1.2 \text{ m} < 1.5 \text{ m}, \text{ dipakai } z_f = 1.5 \text{ m}$$

$$H_{cap} = \frac{2Mn}{e + z_f} = \frac{2 \cdot 150}{1.61 + 1.50} = 96.46 \text{ kN}$$

Besarnya defleksi,

$$Y = \frac{H(e + z_f)^3}{12EI}$$

$$Y = \frac{96463(1610 + 1500)^3}{12 \cdot 33234 \cdot 3.06 \cdot 10^9}$$

$$Y = 2.37 \text{ mm} < 12 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

C. Kontrol Momen Akibat Beban Lateral

Gaya horizontal yang terjadi pada dasar abutmen berdasarkan tabel 6.7. didapat gaya horizontal maksimum sebesar 639.9 kN (arah x). Besarnya momen pada tiang pancang:

$$Mu = \frac{V_u \cdot z_f}{n}$$

$$Mu = \frac{639.9 \cdot 1.5}{10}$$

$$Mu = 95.98 < 270 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

6.5. Analisis Pier Head

6.5.1. Pembebanan Pier Head

Gaya momen yang bekerja pada pier head merupakan pengaruh dari beban vertical pada struktur atas dikalikan eksentrisitas terhadap titik tengah pier.

Besarnya beban ultimit struktur atas, $P = 4253.7 \text{ kN}$

Eksentrisitas, $e = 0.155 \text{ m}$

Momen pada pier head,

$$M = P \cdot e = 4253.7 \cdot 0.155 = 659.32 \text{ kN}$$

6.5.2. Penulangan Pier Head

- Perhitungan Tulangan Utama Pile Cap.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Ultimate, $M_u = 659.32 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{659.32}{0.8} = 824.15 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \cdot d^2} = \frac{824.15 \cdot 10^6}{9400 \cdot 450^2} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.43}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0,0015$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio, $\rho_{pakai} = 0,0015$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times B \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0015 \times 9400 \times 450 = 6369.9 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{Hx \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{9400 \cdot 283.5}{6369.9} = 296.6 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

$$\text{D16-250 } (A_{s_{pakai}} = 7557.6 \text{ mm}^2).$$

Perhitungan Tulangan Bagi:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu fy 290 MPa, tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 50\% \times 0,0015 \times 600 \times 450 = 202.5 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

$$D16-300 (A_{s_{\text{pakai}}} = 402 \text{ mm}^2).$$

Perhitungan Tulangan Geser

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_y \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 9400 \cdot 500$$

$$V_c = 4290493 \text{ N}$$

$$V_c = 4290.5 \text{ kN} > V_u = 4253.7 \text{ kN}$$

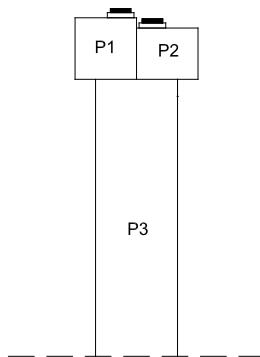
Dipakai tulangan geser minimum,

Dipakai tulangan D16-300

6.6. Analisis Breast Wall

6.6.1. Pembebanan Breast Wall

A. Berat Sendiri, MS



Gambar 6.6. Skema Beban Sendiri Breast Wall

Tabel 6.14. Perhitungan Beban Sendiri Breast Wall

| kode | Lebar (m) | Tinggi (m) | shape | Berat kN |
|---------------------|--------------|---------------|-------|-------------|
| Berat Struktur Atas | | | | 1120.66 |
| Abutmen | | | | |
| P1 | 0.6 | 0.6 | 1 | 81.216 |
| P2 | 0.6 | 0.5 | 1 | 67.68 |
| P3 | 0.8 | 2.7 | 1 | 487.296 |
| Pms | | | | 1756.85 |

B. Beban Gempa

Gempa Arah Memanjang:

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.189 W_t$$

Tabel 6.15. Perhitungan Beban Gempa

| kode | Berat (kN) | Teq (kN) | lengan (m) | Momen (kNm) |
|---------------|---------------|-------------|---------------|----------------|
| Bangunan Atas | | | | |
| Pms | 1120.66 | 211.80 | 3.2 | 677.78 |
| Pma | 396.48 | 74.93 | 3.2 | 239.79 |
| Abutmen | | | | |
| P1 | 81.216 | 15.35 | 3 | 46.05 |
| P2 | 67.68 | 12.79 | 2.95 | 37.73 |
| P3 | 487.296 | 92.10 | 1.35 | 124.33 |
| T_{EQ} | | 406.98 | M_{EQ} | 1125.69 |

Titik tangkap gempa,

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 1125.69 / 406.98 = 2.76 \text{ m}$$

Gempa Arah Melintang:

Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.144 \cdot 2153.33$$

$$T_{EQ} = 310.08 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{eq} ,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 310.08 \cdot 2.76$$

$$M_{EQ} = 855.82 \text{ kNm}$$

C. Rekap Beban Pada Breast Wall

Tabel 6.16. Rekap Beban Ultimit Breast Wall

| Aksi | K^u | P (kN) | Horisontal (kN) | | Momen (kNm) | |
|---------------------|-------|-----------|-----------------|--------|-------------|---------|
| | | | T_x | T_y | M_x | M_y |
| Berat Sendiri | 1.3 | 3067.0 | | | 37.3 | |
| Beban Mati Tambahan | 2 | 793.0 | | | 18.7 | |
| Beban lajur D | 1.8 | 1774.6 | | | 23.6 | |
| Beban Pedestrian | 1.8 | 229.2 | | | 5.4 | |
| Gaya Rem | 1.8 | | 111.1 | | 575.5 | |
| Beban Aliran Air | 1.5 | | | 714.67 | | 1632.31 |
| Beban Angin | 1.2 | | 43.52 | 63.25 | 91.40 | 303.99 |
| Beban gempa x | 1 | | 520.82 | 156.24 | 1583.96 | 475.18 |
| Beban gempa y | 1 | | 119.04 | 396.82 | 361.89 | 1206.33 |

6.6.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall

Kombinasi yang digunakan untuk beban ultimit breast wall adalah sebagai berikut.

Kombinasi 1 : MS+MA+TD+TB+EF+EW

Kombinasi 2 : MS+MA+TD+TP+TB

Kombinasi 3 : MS+MA+TD+TB+EF

Kombinasi 4 : MS+MA+TD+TB+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ

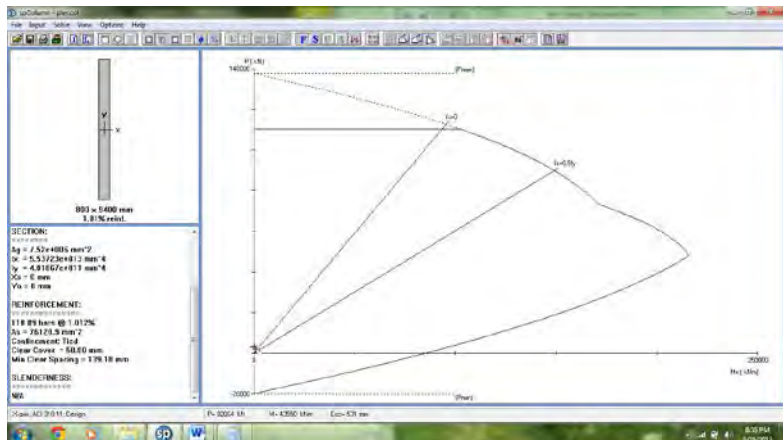
Tabel 6.17. Rekap Kombinasi Pembebanan Breast Wall

| | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
|-------------|---------|--------|--------|---------|---------|
| Kombinasi 1 | 5634.55 | 154.62 | 777.93 | 746.47 | 1936.31 |
| Kombinasi 2 | 5863.78 | 111.10 | 714.68 | 660.46 | 1632.32 |
| Kombinasi 3 | 5634.55 | 111.10 | 714.68 | 655.06 | 1632.32 |
| Kombinasi 4 | 5634.55 | 154.62 | 63.25 | 746.47 | 304.00 |
| Kombinasi 5 | 4392.31 | 639.87 | 553.07 | 2008.91 | 1681.52 |

6.6.3. Penulangan Breast Wall

A. Tulangan Lentur

Breast wall diasumsikan sebagai kolom yang menerima beban aksial dan beban momen. Perhitungan tulangan lentur breast wall diperoleh menggunakan program bantu spColumn 4.8. Berikut diagram interaksi P-M pada breast wall pier.

**Gambar 6.7.** Diagram Interaksi P-M Breast Wall

Dari diagram interaksi diatas didapat $\rho = 1.012 \%$,
Dipakai tulangan D32 – 150 mm

B. Tulangan Geser

| | | |
|------------------------------|----------------|-----------------------|
| Gaya geser ultimit pile cap, | V_u | $= 777.93 \text{ kN}$ |
| Mutu beton, | f_c | $= 30 \text{ MPa}$ |
| Mutu tulangan. | F_y | $= 290 \text{ MPa}$ |
| Tebal decking, | d' | $= 50 \text{ mm}$ |
| Tebal efektif beton, | $d = 800 - 50$ | $= 750 \text{ mm}$ |

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_y \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 9400 \cdot 750$$

$$V_c = 6435740 \text{ N}$$

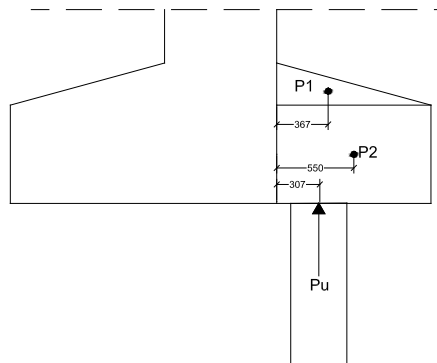
$$V_c = 6435.74 \text{ kN} > V_u = 777.93 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

Dipakai tulangan D13-300

6.7. Analisis Pile Cap

6.7.1. Pembebanan Pile Cap



Gambar 6.8. Skema Pembebanan Pile Cap

Beban Pada pile cap per meter panjang

$$P1 = 24 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 1.1 \cdot 0.5 = 3.96 \text{ kN}$$

$$P2 = 24 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 1.1 = 18.48 \text{ kN}$$

$$P_u = 1606.3 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana pile cap,

$$Mu = Pu \cdot 0.30 - P1 \cdot 0.367 - P2 \cdot 0.550$$

$$Mu = 1606.3 \cdot 0.30 - 3.96 \cdot 0.367 - 18.48 \cdot 0.550$$

$$Mu = 470.27 \text{ kN}$$

Gaya Geser ultimate rencana pile cap,

$$Vu = 1606.3 - 3.96 - 18.48 = 1583.86 \text{ kN}$$

6.7.2. Penulangan Pile Cap

- Perhitungan Tulangan Utama Pile Cap.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Ultimate, $Mu = 470.27 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.035$$

$$\rho_{min} = 25\% \frac{1.4}{f_y} = 25\% \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{470.27}{0.8} = 587.84 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{1000 \cdot d^2} = \frac{587.84 \cdot 10^6}{1000 \cdot 950^2} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.64}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0023$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

Maka dipakai rasio, $\rho_{pakai} = 0,0023$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \times H \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0022 \times 1000 \times 950 = 2185 \text{ mm}^2$$

Pakai Tulangan D22 ($A_s = 387 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$s = \frac{H \times A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 387}{2185} = 177.11 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D22-150 ($A_{s_{pakai}} = 2580 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Tulangan Bagi:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu f_y 290 MPa, tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok.

Maka tulangan bagi yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{perlu}} = 50\% \times 0,0022 \times 1000 \times 950 = 1092.5 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D19-200 ($A_{s_{pakai}} = 1417.6 \text{ mm}^2$).

- Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser ultimit = :1606.3 kN

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h_w = 1000 \text{ mm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tebal efektif beton, $d = h - d' = 950 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950$$

$$V_c = 867227 \text{ N} < V_u / \phi = 2294714 \text{ N}$$

Jarak sengkang arah x

Digunakan tulangan diameter 4D19 ($A_v = 1134 \text{ mm}^2$)

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 1427487.3 \text{ N}$$

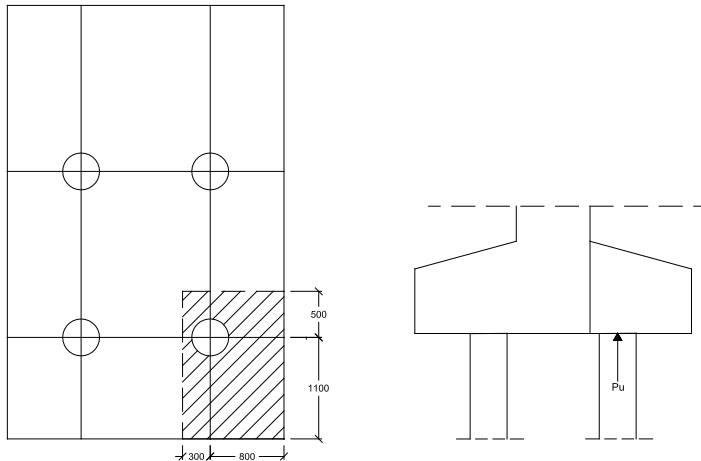
$$s = \frac{f_y \cdot A_v \cdot d}{V_s} = \frac{290 \cdot 1134 \cdot 950}{1427487} = 218.9 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D19 200/250

Jarak arah y = 250 mm

Jarak arah x = 200 mm

6.7.3 Kontrol Geser Pons



Gambar. 6.9. Skema Pengaruh Geser Pons pada Pile Cap

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h = 1 \text{ m}$

Kuat Geser Pons Beton,

$$F_v = 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.3 \cdot \sqrt{30} = 1.64 \text{ MPa}$$

Luas bidang geser kritis,

$$A_v = 2 \cdot (800 + 300 + 1100 + 500) \cdot h$$

$$A_v = 2 \cdot (800 + 300 + 1100 + 500) \cdot 1000$$

$$A_v = 5400000 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$P_n = F_v \cdot A_v$$

$$P_n = 1.64 \cdot 5400000$$

$$P_n = 8856000 \text{ N}$$

$$P_n = 8856 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

$$\phi P_n > P_u$$

$$0.6 \cdot 8856 > 1606.3 \text{ kN}$$

$$5313.6 > 1606.3 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

ANALISIS PENINGKATAN BEBAN LALU LINTAS

7.1. Umum

Perubahan kelas jalan dari kelas IIIa ke kelas I. Maka perlu dianalisis terhadap perubahan beban lalu lintas dari 70% menjadi 100%. Pada bab ini akan dianalisis peningkatan beban lalu lintas pada struktur atas jembatan,

7.2. Analisis Lantai Kendaraan

Desain pelat lantai kendaraan menggunakan beban truk “T”, dimana berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 6.5.1. faktor pengurangan sebesar 70% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk “T”. Maka lantai kendaraan tidak perlu dianalisis terhadap peningkatan beban lalu lintas.

7.3. Analisis Plat Injak

Sama seperti lantai kendaraan, desain plat injak menggunakan beban truk “T” sebagai beban lalu lintas. Maka plat injak tidak perlu dianalisis terhadap peningkatan beban lalu lintas.

7.4. Analisis Gelagar Utama

Gelagar utama didesain dengan menggunakan beban lajur “D”. Oleh karena itu kapasitas penampang gelagar utama harus dianalisis terhadap Beban lajur “D” yang ditingkatkan dari 70% menjadi 100%.

Berikut momen ultimit di tengah bentang akibat beban lalu lintas 100%.

Bentang 1:

Kondisi Ultimate,

$$M_{MS+MA} = 431.601 \text{ kNm}$$

$$M_{TD} = 810.999/0.7 = 1158.57 \text{ kNm}$$

$$M_{EW} = 22.68 \text{ kNm}$$

$$M_U = 1637.884 \text{ kNm}$$

Bentang 2:

Kondisi Ultimate,

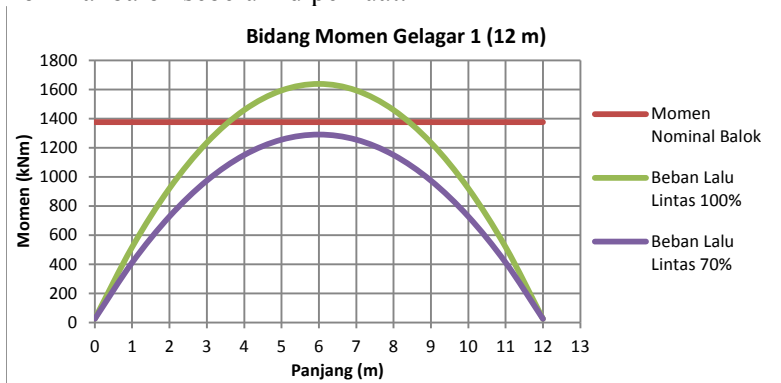
$$M_{DL} = 818.97 \text{ kNm}$$

$$M_{LD} = 1275.47/0.7 = 1822.11 \text{ kNm}$$

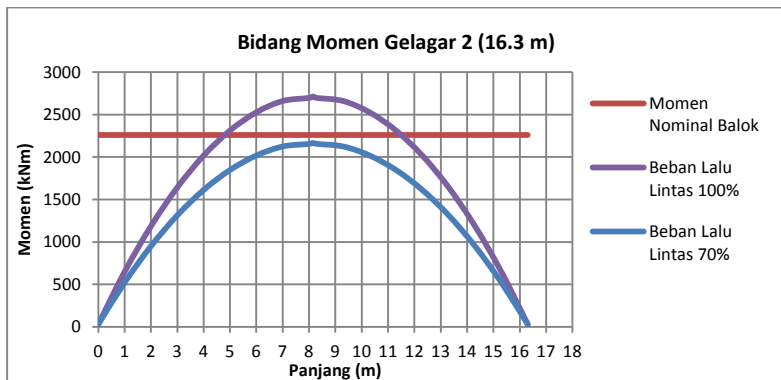
$$M_{EW} = 40.17 \text{ kNm}$$

$$M_U = 2711.77 \text{ kNm}$$

Pada gambar 7.1. dan 7.2 bisa dilihat perbandingan antara bidang momen 100% dan bidang momen 70% dengan momen nominal balok sebelum diperkuat.

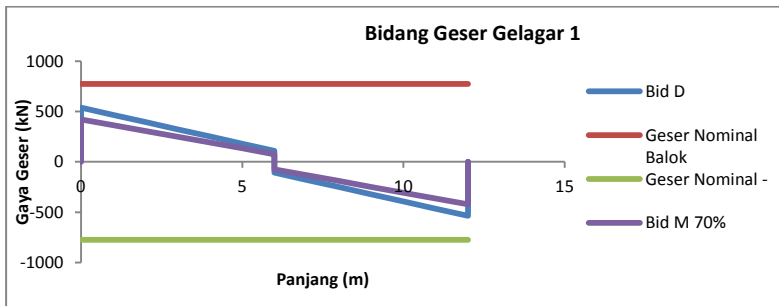


Gambar 7.1. Bidang Momen Gelagar 1.

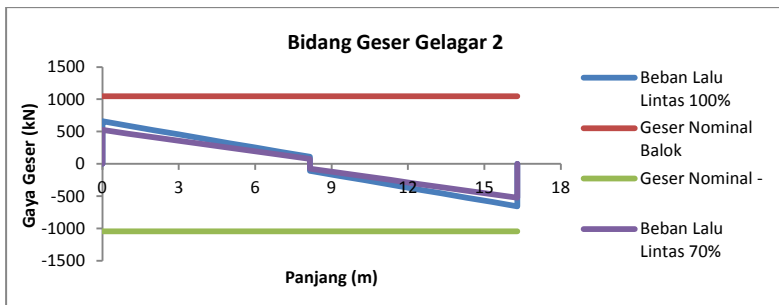


Gambar 7.2. Bidang Momen Gelagar 2

Selain momen kapasitas penampang juga harus dianalisis terhadap gaya geser. Besarnya gaya geser maksimum dalam kondisi ultimit adalah sebagai berikut. Pada gambar 7.3. dan 7.4 bisa dilihat perbandingan antara bidang D 100% dan bidang D 70% dengan bidang D nominal balok sebelum diperkuat.



Gambar 7.3. Bidang Geser Gelagar 1



Gambar 7.4. Bidang Geser Gelagar 2

Berdasarkan penjelasan didapatkan bahwa gelagar 1 dan 2 tidak perlu diberi perkuatan terhadap kapasitas geser. Namun untuk kapasitas lentur, pada gelagar 1 dibutuhkan perkuatan lentur ditengah bentang sepanjang 6.9 m. dan gelagar 2 sepanjang 5 meter.

7.4. Analisis Elastomer

7.4.1. Pembebanan

| | | |
|----------------------|-----------|---------------------------------|
| Beban Mati, | P_{MS} | = 84.15 kN |
| Beban Mati Tambahan, | P_{MA} | = 41.08 kN |
| Beban Hidup, | P_{TD} | = $174 / 0.7 = 248.6$ kN |
| Beban Angin | P_{EW} | = 8.215 kN; $T_{EW} = 14.38$ kN |
| Beban Gempa, | T_{eqx} | = 23.67 kN (memanjang) |
| | T_{eqy} | = 18.03 kN (melintang) |

Kombinasi Beban Vertikal dan Beban Horisontal

Kombinasi Beban Vertikal

$$V_{max} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD} + P_{EW}$$

$$V_{max} = 84.15 + 41.08 + 248.6 + 8.215$$

$$V_{max} = 373.83 \text{ kN}$$

Kombinasi Beban Horisontal Melintang

$$H_a = T_{eq} + T_{EW}$$

$$H_a = 18.03 + 14.38$$

$$H_a = 32.41 \text{ kN}$$

Kombinasi Beban Horisontal Memanjang

$$H_a = T_{eq}$$

$$H_a = 23.67 \text{ kN}$$

4.9.3. Persyaratan Perencanaan

- Regangan Geser Tekan ϵ_{sc}

$$\epsilon_c = \frac{V_{max}}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_c = \frac{373830}{3 \cdot 16116.78 \cdot 0.9 \cdot (1 + 2 \cdot 11.66^2)} = 0.031$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \cdot S \cdot \epsilon_c = 6 \cdot 11.66 \cdot 0.031 = 2.16$$

- Regangan Geser Torsi, ϵ_{sr}

$$\epsilon_{sr} = 0$$

- Regangan Geser Tangensial, ϵ_{sh}

$$\epsilon_{sh} = 0.5 < 0.7$$

- Persyaratan Tegangan Geser Total

$$\begin{aligned}\epsilon_{sh} + \epsilon_{sh} + \epsilon_{sh} &\leq \frac{2.6}{\sqrt{G}} \\ 2.16 + 0 + 0.5 &\leq \frac{2.6}{\sqrt{0.9}} \\ 2.66 &\leq 2.74 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Persyaratan Tegangan Tekanan Rata-Rata

$$\frac{V_{max}}{A} = \frac{373830}{27264} = 13.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

- Persyaratan Stabilitas Perletakan

$$\begin{aligned}\frac{V_{max}}{A_{eff}} &\leq \frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S}{3 \cdot t} \\ \frac{373830}{16116.78} &\leq \frac{2 \cdot 200 \cdot 0.9 \cdot 11.66}{3 \cdot 30} \\ 23.19 &\leq 46.64 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Tebal minimum plat baja

$$\begin{aligned}t_s &\geq \frac{3 \cdot V_{max} \cdot t_1}{A \cdot f_y} \\ 3 &\geq \frac{3 \cdot 373830 \cdot 8}{27264 \cdot 250} \\ 3 &\geq 1.32 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

Elastomeric Bearing Pad dengan ukuran 150 x 200 x 30 mampu menahan peningkatan beban lalu lintas.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VIII

DESAIN PERKUATAN GELAGAR BAJA

8.1. Umum

Desain perkuatan jembatan gelagar baja dengan menggunakan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) pada tugas akhir ini berdasarkan *Design Guidelines for the Use of HM-Strips*, NCSU.

8.2. Data Perencanaan

Dimensi Jembatan Gelagar 1 :

| | | |
|------------------------------|-----------|-------------------------|
| Panjang bentang, | L_1 | = 12000 mm |
| Lebar plat beton, | b_{eff} | = 1750 mm |
| Tebal plat beton, | t_c | = 200 mm |
| Lebar plat CFRP, | b_{fip} | = 180 mm |
| Tebal plat CFRP, | t_{fip} | = 8 mm |
| Profil Baja WF 600x200x11x17 | | |
| Lebar sayap, | w_f | = 200 mm |
| Tinggi profil, | D | = 600 mm |
| Tebal sayap, | t_f | = 17 mm |
| Tebal badan, | t_w | = 11 mm |
| Luas penampang, | A_s | = 13444 mm ² |

Dimensi Jembatan Gelagar 2 :

| | | |
|------------------------------|-----------|-------------------------|
| Panjang bentang, | L_2 | = 16300 mm |
| Lebar plat beton, | w_c | = 1750 mm |
| Tebal plat beton, | t_c | = 200 mm |
| Lebar plat CFRP, | b_{fip} | = 250 mm |
| Tebal plat CFRP, | t_{fip} | = 12 mm |
| Profil Baja WF 600x200x11x17 | | |
| Lebar sayap, | w_f | = 300 mm |
| Tinggi profil, | D | = 692 mm |
| Tebal sayap, | t_f | = 20 mm |
| Tebal badan, | t_w | = 13 mm |
| Luas penampang, | A_s | = 21150 mm ² |

Material Propertis:

Beton,

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan,} & f_c' = 25 \text{ MPa} \\ \text{Modulus Elastisitas,} & E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Profil Baja (BJ40),

$$\begin{aligned} \text{Tegangan leleh,} & f_y = 250 \text{ MPa} \\ \text{Modulus Elastisitas,} & E_s = 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Plat CFRP

$$\begin{aligned} \text{Kuat tarik rata-rata,} & \bar{f}_{\text{FRP,u}} = 1543 \text{ MPa} \\ \text{Modulus Elastisitas,} & E_{\text{FRP}} = 450000 \text{ MPa} \\ \text{Standard deviasi,} & \sigma = 30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

8.3. PembebananBentang 1:

$$\begin{aligned} \text{Kondisi Ultimate,} & M_U = 1637.884 \text{ kNm} \\ \text{Kondisi Layan,} & M_S = 993.74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bentang 2:

$$\begin{aligned} \text{Kondisi Ultimate,} & M_U = 2711.77 \text{ kNm} \\ \text{Kondisi Layan,} & M_U = 1668.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.4. Desain Perkuatan Jembatan Gelagar 1.

Pada subbab ini akan disajikan detail perhitungan momen, kurvatur, dan tegangan perekat pada penampang jembatan gelagar 1 untuk kondisi beban layan dan juga beban ultimate berdasarkan pada *Design Guidelines for the Use of HM-Strip*.

8.4.1. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Layan

Pada kondisi layan, plat beton dan CFRP ditransformasikan menjadi baja untuk mendapatkan garis netral penampang transformasi. Perhitungan garis netral dapat dilihat pada tabel 8.1. Perbandingan modulus elastisitas bahan, (n)

$$n_c = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

$$n_{FRP} = \frac{E_s}{E_{FRP}} = \frac{200000}{450000} = 0.44$$

Luas Transformasi :

$$A_{CT} = \frac{b_{eff} \cdot t_p}{n} = \frac{1750 \cdot 200}{8.511} = 41125 \text{ mm}^2$$

$$A_{FRPT} = \frac{b_{FRP} \cdot t_{FRP}}{n} = \frac{180 \cdot 12}{0.444} = 4860 \text{ mm}^2$$

Tabel 8.1. Perhitungan Garis Netral Penampang Transformasi

| component | Luas transformasi, A_t (mm ²) | Jarak dari atas, y (mm) | $A_t \cdot y$ (mm ³) |
|----------------|--|----------------------------|-------------------------------------|
| Plat Beton | 41125 | 100 | 4112500 |
| Profil Baja | 13440 | 500 | 6720000 |
| FRP Strip | 4860 | 806 | 3917160 |
| $\Sigma A_t =$ | 59425 | $\Sigma(A_t \cdot y) =$ | 14749660 |

Letak Garis Netral :

$$y_a = \frac{\sum (A_t \cdot y)}{\sum A_t} = \frac{14749660}{59425} = 248 \text{ mm}$$

Untuk memastikan bahwa penampang masih elastis saat terjadi beban layan maka direncanakan regangan maksimum pada sayap profil baja yang terkena tarik sebesar $0.6\epsilon_y$.

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 250/200000 = 0.00125$$

Besarnya kurvatur penampang adalah:

$$\phi = 0.6\epsilon_y / (t_c + D - y_a)$$

$$\phi = 0.6(0.00125) / (200 + 600 - 248)$$

$$\phi = 1.4 \times 10^{-6} \text{ rad/mm}$$

Setelah besarnya kurvatur dan regangan di dasar profil baja diketahui, besarnya regangan untuk setiap lapisan pada penampang dapat ditentukan dengan mengalikan kurvatur dengan jarak serat ke garis netral, contoh:

Regangan pada serat atas beton

$$\epsilon_{ca} = \phi \cdot y_a = 1.4 \times 10^{-6} \times 248 = 0.00034$$

Regangan pada serat bawah beton

$$\varepsilon_{cb} = \phi \cdot (y_a - t_c) = 1.4 \times 10^{-6} \times (248 - 200) = 0.00007$$

Besarnya tegangan pada setiap lapisan dapat ditentukan dengan mengasumsikan bahwa bentuk diagram tegangan untuk beban layan berbentuk linier. Tegangan dapat dihitung dengan rumus:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E$$

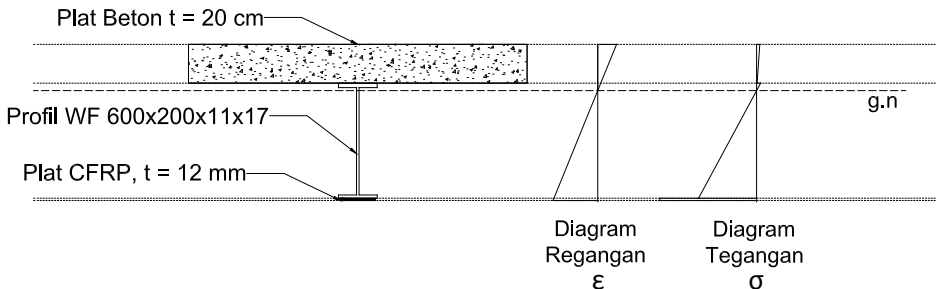
Tegangan pada serat atas beton,

$$\sigma_{ca} = \varepsilon_{ca} \cdot E_c = 0.00034 \times 23500 = 8.2 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah beton,

$$\sigma_{cb} = \varepsilon_{cb} \cdot E_c = 0.00007 \times 23500 = 1.5 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan regangan-tegangan dan diagram regangan-tegangan untuk berbagai serat pada penampang dapat dilihat pada tabel 8.2. dan gambar 8.1.



Gambar 8.1. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan

Tabel 8.2. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan

| Lapisan Pada Penampang | Strain | Stress |
|---------------------------------------|---------|--------------|
| Serat atas plat beton, σ_{ca} | 0.00034 | 7.9 Mpa (C) |
| Serat bawah plat beton, σ_{cb} | 0.00007 | 1.5 Mpa (C) |
| Serat atas sayap atas, σ_{aa} | 0.00007 | 13.1 Mpa (C) |

Tabel 8.2. (Lanjutan)

| | | | |
|--|---------|-------|---------|
| Serat bawah sayap atas, σ_{ab} | 0.00004 | 8.5 | Mpa (C) |
| Serat atas sayap bawah, σ_{ba} | 0.00073 | 145.4 | Mpa (T) |
| Serat bawah sayap bawah, σ_{bb} | 0.00075 | 150.0 | Mpa (T) |
| Serat atas CFRP, σ_{FRPa} | 0.00075 | 337.5 | Mpa (T) |
| Serat bawah CFRP, σ_{FRPb} | 0.00077 | 344.8 | Mpa (T) |

Keterangan : C = Tekan, T = Tarik

Resultan gaya, dalam setiap bagian segmen dapat dihitung dari luas segmen dikali dengan rata-rata tegangan..

Resultan Gaya Pada Beton,

$$F_c = (\sigma_{ca} + \sigma_{cb})/2 \cdot t_c \cdot b_{eff}$$

$$F_c = (7.9 + 1.5)/2 \cdot 200 \cdot 1750$$

$$F_c = 1656865 \text{ N} = 1656.9 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tekan

$$F_{sc} = (\sigma_{aa} + \sigma_{ab})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ab}/2) \cdot t_w \cdot (y_a - t_c - t_f)$$

$$F_{sc} = (13.1 + 8.5)/2 \cdot 17 \cdot 200 + (8.5/2) \cdot 11 \cdot (248 - 200 - 17)$$

$$F_{sc} = 40389.21 \text{ N} = 40.4 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tarik

$$F_{st} = (\sigma_{ba} + \sigma_{bb})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ba}/2) \cdot t_w \cdot (D + t_c - y_a - t_f)$$

$$F_{st} = (150 + 145)/2 \cdot 17 \cdot 200 + (145/2) \cdot 11 \cdot (600 + 200 - 248 - 17)$$

$$F_{st} = 960327.38 \text{ N} = 960.3 \text{ kN (tarik)}$$

Resultan Gaya CFRP

$$F_{FRP} = (\sigma_{FRPa} + \sigma_{FRPb})/2 \cdot t_{FRP} \cdot b_{FRP}$$

$$F_{FRP} = (337.5 + 344.8)/2 \cdot 12 \cdot 180$$

$$F_{FRP} = 736926 \text{ N} = 736.9 \text{ kN (tarik)}$$

Tabel 8.3. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang.

| Gaya Pada setiap segmen | Force (kN) | Moment Arm (mm) | Moment (kNm) |
|-------------------------------|------------|-----------------|--------------|
| Plat Beton, F_c | 1656.9 (C) | 171 | 282.8 |
| Profil Baja (Tekan), F_{sc} | 40.4 (C) | 32 | 1.3 |
| Profil Baja (Tarik), F_{st} | 960.3 (T) | 368 | 353.3 |
| cfrp strip, F_{FRP} | 736.9 (T) | 558 | 411.1 |
| $\Sigma F =$ | 0.0 | $M_{YS} =$ | 1048.4 |

Kontrol Momen Layan,

$$M_S < M_{YS}$$

$$993.74 \text{ kNm} < 1048.4 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

8.4.2. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Ultimate

Perhitungan kapasitas momen nominal untuk penampang yang telah diperkuat, dihitung menggunakan cara yang sama dengan kapasitas momen layan. Kapasitas nominal ditentukan pada saat kondisi plat CFRP mengalami regangan maksimum. Tegangan ultimate rencana CFRP dapat dihitung sebagai berikut:

$$f_{FRP,u}^* = \bar{f}_{FRP,u} - 3\sigma = 1543 - (3 \times 30) = 1453 \text{ MPa}$$

$$f_{FRP,u} = C_E \cdot f_{FRP,u}^* = 0.85 \times 1453 = 1235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{FRP,u} = 0.0027$$

Dengan melakukan iterasi dalam menentukan letak garis netral hingga keseimbangan gaya dalam terpenuhi. Lokasi garis netral didapat sejauh $c = 279.71 \text{ mm}$ dari serat atas beton. Besarnya kurvatur pada penampang berdasarkan regangan maksimum plat CFRP adalah:

$$\phi = \varepsilon_{FRP,u} / (t_c + D + t_{FRP} - y_a)$$

$$\phi = 0.0027 / (200 + 600 + 12 - 279.71)$$

$$\phi = 5.1 \times 10^{-6} \text{ rad/mm}$$

Setelah besarnya kurvatur dan regangan di dasar plat CFRP diketahui, besarnya regangan untuk setiap lapisan pada penampang dapat ditentukan dengan mengalikan kurvatur dengan jarak serat ke garis netral, contoh:

Regangan pada serat atas sayap atas baja.

$$\varepsilon_{sa} = \phi \cdot (c - t_c) = 5.1 \times 10^{-6} \times (279.71 - 200) = 0.00040$$

Regangan pada serat bawah sayap atas baja

$$\varepsilon_{sb} = \phi \cdot (c - t_c - t_f) = 5.1 \times 10^{-6} \times (279.71 - 200 - 17) = 0.00032$$

Besarnya tegangan pada setiap lapisan untuk kondisi ultimate sudah tidak dalam bentuk linier. Oleh karena itu tegangan pada beton dihitung dengan menggunakan rumus Hognestad:

Tegangan pada serat atas plat beton,

$$\begin{aligned}\sigma_{ca} &= f'_c \left(\frac{2\varepsilon_{ca}}{0.003} - \left(\frac{\varepsilon_{ca}}{0.003} \right)^2 \right) \\ \sigma_{ca} &= 25 \left(\frac{2 \cdot 0.00142}{0.003} - \left(\frac{0.00142}{0.003} \right)^2 \right) \\ \sigma_{ca} &= 18.1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah plat beton,

$$\begin{aligned}\sigma_{cb} &= f'_c \left(\frac{2\varepsilon_{cb}}{0.003} - \left(\frac{\varepsilon_{cb}}{0.003} \right)^2 \right) \\ \sigma_{cb} &= 25 \left(\frac{2 \cdot 0.00040}{0.003} - \left(\frac{0.00040}{0.003} \right)^2 \right) \\ \sigma_{cb} &= 6.3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas sayap atas,

$$\sigma_{sa} = \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00040 \times 200000 = 80.9 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah sayap atas,

$$\sigma_{sb} = \varepsilon_{sb} \cdot E_s = 0.00032 \times 200000 = 63.6 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat atas sayap bawah,

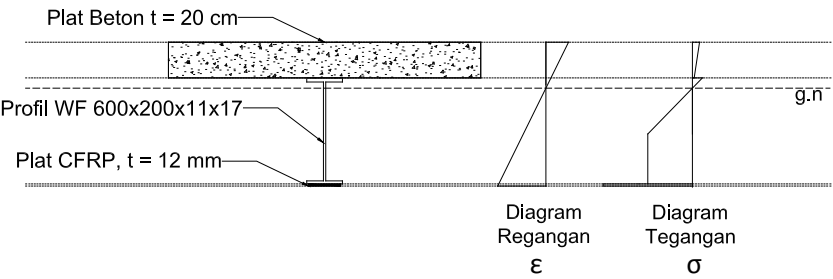
$$\begin{aligned}\sigma_{sa} &= \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00255 \times 200000 = 511.75 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa} \\ \sigma_{sa} &= 250 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah sayap bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_{sb} &= \varepsilon_{sb} \cdot E_s = 0.00264 \times 200000 = 528.75 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa} \\ \sigma_{sb} &= 250 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas plat CFRP,
 $\sigma_{sa} = \epsilon_{sa} \cdot E_S = 0.00264 \times 450000 = 1187.6 \text{ MPa}$
Tegangan pada serat bawah plat CFRP,
 $\sigma_{sb} = \epsilon_{sb} \cdot E_S = 0.0027 \times 450000 = 1235 \text{ MPa}$

Hasil perhitungan regangan-tegangan dan diagram regangan-tegangan untuk berbagai serat pada penampang dapat dilihat pada tabel 8.4 dan gambar 8.2.



Gambar 8.2. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate

Tabel 8.4. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate

| Lapisan Pada Penampang | Strain | Stress | |
|--|---------|--------|---------|
| Serat atas plat beton, σ_{ca} | 0.00142 | 18.1 | Mpa (C) |
| Serat bawah plat beton, σ_{cb} | 0.00040 | 6.3 | Mpa (C) |
| Serat atas sayap atas, σ_{aa} | 0.00040 | 80.9 | Mpa (C) |
| Serat bawah sayap atas, σ_{ab} | 0.00032 | 63.6 | Mpa (C) |
| Serat atas sayap bawah, σ_{ba} | 0.00255 | 250.0 | Mpa (T) |
| Serat bawah sayap bawah, σ_{bb} | 0.00264 | 250.0 | Mpa (T) |
| Serat atas CFRP, σ_{FRPa} | 0.00264 | 1187.6 | Mpa (T) |
| Serat bawah CFRP, σ_{FRPb} | 0.00270 | 1235.0 | Mpa (T) |

Keterangan : C = Tekan, T = Tarik

Resultan gaya, dalam setiap bagian segmen dapat dihitung dari luas segmen dikali dengan rata-rata tegangan.

Resultan Gaya Pada Beton,

$$F_c = (\sigma_{ca} + \sigma_{cb})/2 \cdot t_c \cdot b_{eff}$$

$$F_c = (18.1 + 6.3)/2 \cdot 200 \cdot 1750$$

$$F_c = 4259446 \text{ N} = 4259.4 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tekan

$$F_{sc} = (\sigma_{aa} + \sigma_{ab})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ab}/2) \cdot t_w \cdot (c - t_c - t_f)$$

$$F_{sc} = (80.9 + 63.6)/2 \cdot 17 \cdot 200 + (63.6/2) \cdot 11 \cdot (279.7 - 200 - 17)$$

$$F_{sc} = 282517 \text{ N} = 282.5 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tarik

Elastis :

Batas Elastis dari garis netral (c),

$$y_y = \epsilon_{sa} / \phi = 0.00125 / 5.1 \times 10^{-6} = 246.4 \text{ mm}$$

$$F_e = (\sigma_{ba}/2) \cdot t_w \cdot y_y$$

$$F_e = (250/2) \cdot 11 \cdot 246.4$$

$$F_e = 338842 \text{ N} = 338.8 \text{ kN (tarik)}$$

Plastis :

$$F_p = f_y \cdot t_f \cdot w_f + f_y \cdot t_w \cdot (D + t_c - t_f - y_y)$$

$$F_p = 250 \cdot 17 \cdot 200 + 250 \cdot 11 \cdot (600 + 200 - 17 - 246.4)$$

$$F_p = 1608113 = 1608.2 \text{ kN (tekan)}$$

Total:

$$F_{st} = F_e + F_p = 338.8 + 1608.2 = 1947.0 \text{ kN}$$

Resultan Gaya plat CFRP

$$F_{FRP} = (\sigma_{FRPa} + \sigma_{FRPb})/2 \cdot t_{FRP} \cdot b_{FRP}$$

$$F_{FRP} = (1188.7 + 1235.0)/2 \cdot 12 \cdot 180$$

$$F_{FRP} = 2594817 \text{ N} = 2594.8 \text{ kN (tarik)}$$

Tabel 8.5. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang.

| Gaya Pada setiap lapis | Gaya (kN) | Lengan Momen (mm) | Momen (kNm) |
|------------------------|------------|-------------------|-------------|
| Plat Beton | 4259.4 (C) | 196 | 834.1 |
| Profil Baja (Tekan) | 282.5 (C) | 53 | 15.0 |
| Profil Baja (Tarik) | 1947.0 (T) | 312 | 607.9 |
| cfrp strip | 2594.8 (T) | 526 | 1365.6 |
| $\Sigma F = 0.2$ | | $M_n =$ | 2822.7 |
| | | $\phi M_n =$ | 2117.0 |

Kontrol Kekuatan Momen

$$M_u < \phi M_n$$

$$1637.884 < 2117.0 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

8.4.3. Kontrol Lendutan

Beban yang digunakan untuk kontrol lendutan balok yang telah diperkuat adalah beban lajur “D” untuk kondisi beban layan yang telah ditingkatkan dari 70% menjadi 100%.

$$Q_{BTR} = 11.025 \cdot (100\% / 70\%) = 15.75 \text{ kN/m}$$

$$P_{BGT} = 84.04 \cdot (100\% / 70\%) = 120.05 \text{ kN}$$

$$P_T = 146.25 \text{ kN}$$

Tabel 8.6. Perhitungan Momen Inersia Komposit

| | I_o (mm ⁴) | Luas, A (mm ²) | Jarak titik berat, d (mm) | $I_o + (A \cdot d)$ (mm ⁴) |
|---------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|------------------------------|---|
| Beton | 137083333 | 41125 | 148.21 | 1.04×10^9 |
| Baja | 776000000 | 13440 | 251.79 | 1.63×10^9 |
| CFRP | 58320 | 4860 | 557.79 | 1.51×10^9 |
| Momen Inersia Komposit, $I_c =$ | | | | 4.18×10^9 |

Berdasarkan RSNI T-03-2005 ps. 4.7.1. beban yang digunakan untuk persyaratan dari pembatasan lendutan pada balok adalah beban hidup ditambah beban kejut pada keadaan layan

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban D :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{15.75 \cdot 12000^4}{200000 \cdot 4.18 \cdot 10^9} + \frac{1}{48} \cdot \frac{120050 \cdot 12000^3}{200000 \cdot 4.18 \cdot 10^9} = 10.25 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban T :

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{146250 \cdot 12000^3}{200000 \cdot 4.18 \cdot 10^9} = 6.30 \text{ mm}$$

Lendutan ijin :

$$\bar{\delta} = \frac{L}{800} = \frac{12000}{800} = 15 \text{ mm}$$

Lendutan terbesar adalah akibat beban “D” sebesar 10.25 mm. Lendutan akibat beban “D” lebih kecil dari lendutan ijin sebesar 15 mm. Maka profil WF 600 x 200 x 11 x 17 yang telah diperkuat dengan plat CFRP 180x12 mm² dapat dipakai.

8.4.4. Kontrol Tegangan Pada Perekat

Untuk memastikan bahwa tidak terjadi lepasnya perekat pada saat beban layan, maka penting sekali untuk menghitung tegangan maksimum pada ujung sambungan perekat. Berikut adalah data-data yang diperlukan untuk menghitung tegangan maksimum pada perekat:

Gelagar Komposit :

| | | |
|-----------------------|------------|--|
| Luas penampang, | A_s | = 54565 mm ² |
| Momen Inersia, | I_s | = 2.53 x 10 ⁹ mm ⁴ |
| Jarak ke titik berat, | y_s | = 601.47 mm |
| Koefisien Muai, | σ_s | = 1.2 x 10 ⁻⁵ per °C |

| | | |
|--------------------------------|---|-----------|
| Jarak tepi CFRP ke perletakan, | a | = 3500 mm |
| Shear span, | b | = 6000 mm |

Plat CFRP,

| | | |
|-----------------------|----------------|--|
| Luas penampang, | A_{FRP} | $= 2160 \text{ mm}^2$ |
| Momen Inersia, | I_{FRP} | $= 25920 \text{ mm}^4$ |
| Jarak ke titik berat, | y_{FRP} | $= 6 \text{ mm}$ |
| Koefisien Muai, | σ_{FRP} | $= 2.7 \times 10^{-5} \text{ per } ^\circ\text{C}$ |

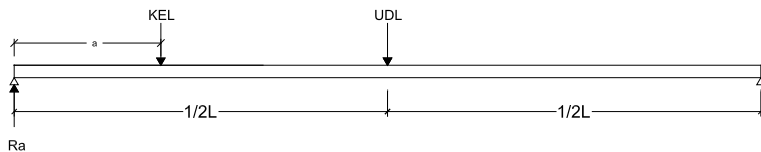
Perekat,

| | | |
|----------------------|------------|----------------------|
| Modulus Elastisitas, | E_a | $= 3000 \text{ MPa}$ |
| Modulus Geser, | G_a | $= 1000 \text{ MPa}$ |
| Ketebalan adesif, | t_a | $= 1 \text{ mm}$ |
| Kuat karakteristik, | σ_a | $= 37 \text{ MPa}$ |

Angka Keamanan Parsial,

- $\gamma_{m1} = 1.25$; kuat karakteristik perekat ditentukan melalui uji berstandar.
- $\gamma_{m2} = 1$; perekat dipasang menggunakan prosedur yang telah terstandar oleh produsen.
- $\gamma_{m3} = 1$; tipe beban adalah short term.
- $\gamma_{m4} = 1$; sifat perekat ditentukan sesuai kondisi lapangan.
- $\gamma_{m5} = 1.5$; beban fatik signifikan, pengecekan berkala, akses bagus.

Berdasarkan pada *Design Guidelines for the Use of HM Strip* jenis beban yang digunakan dalam persamaan untuk menentukan tegangan pada perekat adalah beban terpusat. Maka beban yang telah ada diekivalensikan menjadi seperti pada gambar 8.3.



Gambar 8.3. Posisi Beban pada Gelagar Bentang 1.

Besarnya R_a :

$$Ra = \frac{(L-a) \cdot KEL}{L} + \frac{M_{UDL}}{1/2L} = \frac{(12-3.5) \cdot 120.05}{12} + \frac{283500}{1/2 \cdot 12} = 132285 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNI T-02-2005, besarnya temperature nominal jembatan maximum dan minimum adalah 40°C dan 15°C , besarnya perbedaan suhu ΔT adalah:

$$\Delta T = (40-15) / 2 = 12.5^\circ\text{C}$$

Perhitungan Tegangan Geser Sepanjang Sambungan Perekat

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{(y_s + y_{FRP})(y_s + y_{FRP} + t_a)}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_{FRP} A_{FRP}} \right)$$

$$\lambda^2 = \frac{1000 \cdot 180}{1} \left(\frac{(601.47 + 6)(601.47 + 6 + 1)}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920} + \frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 545650} + \frac{1}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 2160} \right)$$

$$\lambda^2 = 3.33 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^{-2}$$

$$\lambda = 0.018 \text{ mm}^{-1}$$

$$k = \lambda(b - a)$$

$$k = 0.018(6000 - 3500)$$

$$k = 45.62$$

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a \lambda^2} \left(\frac{y_s + y_{FRP}}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$m_1 = \frac{1000}{1 \cdot 3.33 \cdot 10^{-4}} \left(\frac{601.47 + 6}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920} \right)$$

$$m_1 = 3.6 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$$

$$B_1 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right] - m_1 P e^{-k}$$

$$B_1 = \frac{-1000}{1 \cdot 0.018} \left[(2.7 \cdot 10^{-5} - 1.2 \cdot 10^{-5}) 12.5 - \frac{608.1}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9} \cdot 132285 \cdot 3500 \right] - 3.6 \cdot 10^{-6} \cdot 132285 \cdot e^{-45.62}$$

$$B_1 = 19.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = B_1 + m_1 P$$

$$\tau_{max} = 19.84 + (3.6 \cdot 10^{-6} \cdot 132285)$$

$$\tau_{max} = 20.32 \text{ MPa}$$

Perhitungan Tegangan Normal Sepanjang Sambungan Perekat

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_{FRP}}{4 t_a} \left(\frac{1}{E_s I_s} + \frac{1}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3000 \cdot 180}{4 \cdot 1} \left(\frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9} + \frac{1}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920} \right)}$$

$$\beta = 0.058 \text{ mm}^{-1}$$

$$n_1 = \frac{y_s E_{FRP} I_{FRP} - y_{FRP} E_s I_s}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}}$$

$$n_1 = \frac{601.47 \cdot 4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920 - 6 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920}$$

$$n_1 = -5.99 \text{ mm}$$

$$n_3 = \frac{E_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{y_s}{E_s I_s} - \frac{y_{FRP}}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$n_3 = \frac{3000 \cdot 180}{1} \left(\frac{601.47}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9} - \frac{6}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 25920} \right)$$

$$n_3 = -2.77 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^{-3}$$

$$B_2 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right]$$

$$B_2 = \frac{-1000}{1 \cdot 0.018} \left[(2.7 \cdot 10^{-5} - 1.2 \cdot 10^{-5}) 12.5 - \frac{608.1}{2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9} \cdot 132285 \cdot 3500 \right]$$

$$B_2 = -19.84 \text{ MPa}$$

$$C_1 = \frac{E_a P}{2 \beta^2 t_a E_s I_s} (1 + \beta a) - \frac{n_3}{2 \beta^3} \tau_{max} + \frac{n_1}{2 \beta^3} (B_1 \lambda^4 + \beta^3 B_2 \lambda^3)$$

$$C_1 = \frac{3000 \cdot 132285}{2 \cdot 0.058^2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 2.53 \cdot 10^9} (1 + 0.058 \cdot 3500)$$

$$- \frac{-2.77 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 0.058^3} \cdot 20.32 + \frac{-5.99}{2 \cdot 0.058^3}$$

$$\cdot (19.84 \cdot 0.018^4 + 0.058^3 \cdot -19.84 \cdot 0.018^3)$$

$$C_1 = 14.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = C_1 - n_1 B_2 \lambda$$

$$\sigma_{max} = 14.56 - (-5.99 \cdot (-19.84) \cdot 0.018)$$

$$\sigma_{max} = 12.39 \text{ MPa}$$

Perhitungan Tegangan Utama Sepanjang Sambungan Perekat

$$\sigma_p = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_p = \frac{12.39}{2} + \sqrt{\left(\frac{12.39}{2}\right)^2 + 20.32^2} = 27.44 \text{ MPa}$$

Digunakan dua lapisan perekat sehingga kontrol tegangan pada perekat adalah sebagai berikut.

$$\gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3} \gamma_{m4} \gamma_{m5} \sigma_{p,max} \leq 2 \sigma_c$$

$$1.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 27.44 \leq 2 \cdot 37$$

$$51.44 \leq 74 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

8.5. Desain Perkuatan Jembatan Gelagar 2.

Pada subbab ini akan disajikan detail perhitungan momen, kurvatur, dan tegangan perekat pada penampang jembatan gelagar 2 untuk kondisi beban layan dan juga beban ultimate berdasarkan pada *Design Guidelines for the Use of HM-Strip*.

8.5.1. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Layan

Pada kondisi layan, plat beton dan CFRP ditransformasikan menjadi baja untuk mendapatkan garis netral penampang transformasi. Perhitungan garis netral dapat dilihat pada tabel 8.7. Perbandingan modulus elastisitas bahan, (n)

$$n_c = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

$$n_{FRP} = \frac{E_s}{E_{FRP}} = \frac{200000}{450000} = 0.44$$

Luas Transformasi :

$$A_{CT} = \frac{b_{eff} \cdot t_p}{n} = \frac{1750 \cdot 200}{8.511} = 41125 \text{ mm}^2$$

$$A_{FRPT} = \frac{b_{FRP} \cdot t_{FRP}}{n} = \frac{250 \cdot 12}{0.444} = 6750 \text{ mm}^2$$

Tabel 8.7. Perhitungan Garis Netral Penampang Transformasi

| component | Luas transformasi, A_t (mm ²) | Jarak dari atas, y (mm) | $A_t \cdot y$ (mm ³) |
|----------------|--|----------------------------|-------------------------------------|
| Plat Beton | 41125 | 100 | 4112500 |
| Profil Baja | 21150 | 546 | 11547900 |
| FRP Strip | 6750 | 898 | 6061500 |
| $\Sigma A_t =$ | 69025 | $\Sigma(A_t \cdot y) =$ | 21721900 |

Letak Garis Netral :

$$y_a = \frac{\sum (A_t \cdot y)}{\sum A_t} = \frac{21721900}{69025} = 315 \text{ mm}$$

Untuk memastikan bahwa penampang masih elastis saat terjadi beban layan maka direncanakan regangan maksimum pada sayap profil baja yang terkena tarik sebesar $0.6\epsilon_y$.

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 250/200000 = 0.00125$$

Besarnya kurvatur penampang adalah:

$$\phi = 0.6\epsilon_y / (t_c + D - y_a)$$

$$\phi = 0.6(0.00125) / (200 + 692 - 315)$$

$$\phi = 1.30 \times 10^{-6} \text{ rad/mm}$$

Setelah besarnya kurvatur dan regangan di dasar profil baja diketahui, besarnya regangan untuk setiap lapisan pada penampang dapat ditentukan dengan mengalikan kurvatur dengan jarak serat ke garis netral, contoh:

Regangan pada serat atas beton

$$\epsilon_{ca} = \phi \cdot y_a = 1.3 \times 10^{-6} \times 315 = 0.00041$$

Regangan pada serat bawah beton

$$\epsilon_{cb} = \phi \cdot (y_a - t_c) = 1.3 \times 10^{-6} \times (315 - 200) = 0.00015$$

Besarnya tegangan pada setiap lapisan dapat ditentukan dengan mengasumsikan bahwa bentuk diagram tegangan untuk beban layan masih linier. Tegangan dapat dihitung dengan rumus:

$$\sigma = \epsilon \cdot E$$

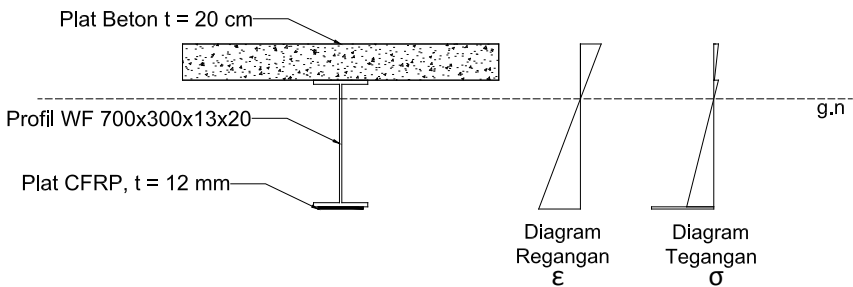
Tegangan pada serat atas beton,

$$\sigma_{ca} = \epsilon_{ca} \cdot E_c = 0.00041 \times 23500 = 9.6 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah beton,

$$\sigma_{cb} = \epsilon_{cb} \cdot E_c = 0.00015 \times 23500 = 3.5 \text{ MPa}$$

Dengan rumus yang sama hasil perhitungan regangan-tegangan dan diagram regangan-tegangan untuk berbagai serat pada penampang dapat dilihat pada tabel 8.8 dan gambar 8.4.



Gambar 8.4. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan

Tabel 8.8. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Layan

| Lapisan Pada Penampang | Strain | Stress | |
|--|---------|--------|---------|
| Serat atas plat beton, σ_{ca} | 0.00041 | 9.6 | Mpa (C) |
| Serat bawah plat beton, σ_{cb} | 0.00015 | 3.5 | Mpa (C) |
| Serat atas sayap atas, σ_{aa} | 0.00015 | 29.8 | Mpa (C) |
| Serat bawah sayap atas, σ_{ab} | 0.00012 | 24.6 | Mpa (C) |
| Serat atas sayap bawah, σ_{ba} | 0.00072 | 144.8 | Mpa (T) |
| Serat bawah sayap bawah, σ_{bb} | 0.00075 | 150.0 | Mpa (T) |
| Serat atas CFRP, σ_{FRPa} | 0.00075 | 337.5 | Mpa (T) |
| Serat bawah CFRP, σ_{FRPb} | 0.00077 | 344.5 | Mpa (T) |

Keterangan : C = Tekan, T = Tarik

Resultan gaya, dalam setiap bagian segmen dapat dihitung dari luas segmen dikali dengan rata-rata tegangan..

Resultan Gaya Pada Beton,

$$F_c = (\sigma_{ca} + \sigma_{cb})/2 \cdot t_c \cdot b_{eff}$$

$$F_c = (9.6 + 3.5)/2 \cdot 200 \cdot 1750$$

$$F_c = 2294124 \text{ N} = 2294.1 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tekan

$$F_{sc} = (\sigma_{aa} + \sigma_{ab})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ab}/2) \cdot t_w \cdot (y_a - t_c - t_f)$$

$$F_{sc} = (29.8 + 24.6)/2 \cdot 20 \cdot 200 + (24.6/2) \cdot 13 \cdot (315 - 200 - 20)$$

$$F_{sc} = 187530 \text{ N} = 187.5 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tarik

$$F_{st} = (\sigma_{ba} + \sigma_{bb})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ba}/2) \cdot t_w \cdot (D + t_c - y_a - t_f)$$

$$F_{st} = (144.8 + 150)/2 \cdot 20 \cdot 200 + (144.8/2) \cdot 13 \cdot (692 + 200 - 315 - 20)$$

$$F_{st} = 1458631 \text{ N} = 1458.6 \text{ kN (tarik)}$$

Resultan Gaya CFRP

$$F_{FRP} = (\sigma_{FRPa} + \sigma_{FRPb})/2 \cdot t_{FRP} \cdot b_{FRP}$$

$$F_{FRP} = (337.5 + 344.5)/2 \cdot 12 \cdot 250$$

$$F_{FRP} = 1023023 \text{ N} = 1023.0 \text{ kN (tarik)}$$

Tabel 8.9. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang.

| Gaya Pada setiap segmen | Force (kN) | Moment Arm (mm) | Moment (kNm) |
|-------------------------|------------|-----------------|--------------|
| Plat Beton | 2294.1 (C) | 230 | 528.2 |
| Profil Baja (Tekan) | 187.5 (C) | 76 | 14.3 |
| Profil Baja (Tarik) | 1458.6 (T) | 385 | 561.4 |
| CFRP strip | 1023.0 (T) | 583 | 596.7 |
| $\Sigma F =$ | | 0.0 | $M_{YS} =$ |
| | | | 1700.6 |

Kontrol Momen Layan,

$$M_s < M_{ys}$$

$$1668.7 \text{ kNm} < 1700.6 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

8.5.2. Kekuatan Penampang Pada Kondisi Beban Ultimate

Perhitungan kapasitas momen nominal untuk penampang yang telah diperkuat, dihitung menggunakan cara yang sama dengan kapasitas momen layan. Kapasitas nominal ditentukan pada saat kondisi plat CFRP mengalami regangan maksimum. Tegangan ultimate rencana CFRP dapat dihitung sebagai berikut:

$$f_{FRP,u}^* = \bar{f}_{FRP,u} - 3\sigma = 1543 - (3 \times 30) = 1453 \text{ MPa}$$

$$f_{FRP,u} = C_E \cdot f_{FRP,u}^* = 0.85 \times 1453 = 1235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{FRP,u} = 0.0027$$

Dengan melakukan iterasi dalam menentukan letak garis netral hingga keseimbangan gaya dalam terpenuhi. Lokasi garis netral didapat sejarak $c = 351.8 \text{ mm}$ dari serat atas beton. Besarnya kurvatur pada penampang berdasarkan regangan maksimum plat CFRP adalah:

$$\phi = \varepsilon_{FRP,u} / (t_c + D + t_{FRP} - y_a)$$

$$\phi = 0.0027 / (200 + 692 + 12 - 351.8)$$

$$\phi = 4.9 \times 10^{-6} \text{ rad/mm}$$

Setelah besarnya kurvatur dan regangan di dasar plat CFRP diketahui, besarnya regangan untuk setiap lapisan pada penampang dapat ditentukan dengan mengalikan kurvatur dengan jarak serat ke garis netral, contoh:

Regangan pada serat atas sayap atas baja.

$$\varepsilon_{sa} = \phi \cdot (c - t_c) = 4.9 \times 10^{-6} \times (351.8 - 200) = 0.00074$$

Regangan pada serat bawah sayap atas baja

$$\varepsilon_{sb} = \phi \cdot (c - t_c - t_f) = 4.9 \times 10^{-6} \times (351.8 - 200 - 20) = 0.00064$$

Dengan cara yang sama besarnya regangan pada setiap serat pada penampang dapat dilihat pada tabel 6.10.

Besarnya tegangan pada setiap lapisan untuk kondisi ultimate sudah tidak dalam bentuk linier. Oleh karena itu tegangan pada beton dihitung dengan menggunakan rumus Hognestad:

Tegangan pada serat atas sayap atas,

$$\sigma_{ca} = f_c' \left(\frac{2\varepsilon_{ca}}{0.003} - \left(\frac{\varepsilon_{ca}}{0.003} \right)^2 \right)$$

$$\sigma_{ca} = 25 \left(\frac{2 \cdot 0.00172}{0.003} - \left(\frac{0.00172}{0.003} \right)^2 \right)$$

$$\sigma_{ca} = 20.4 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah sayap atas,

$$\sigma_{ca} = f_c' \left(\frac{2\varepsilon_{ca}}{0.003} - \left(\frac{\varepsilon_{ca}}{0.003} \right)^2 \right)$$

$$\sigma_{ca} = 25 \left(\frac{2 \cdot 0.00064}{0.003} - \left(\frac{0.00064}{0.003} \right)^2 \right)$$

$$\sigma_{ca} = 10.8 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat atas sayap atas,

$$\sigma_{sa} = \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00074 \times 200000 = 148.4 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah sayap atas,

$$\sigma_{sb} = \varepsilon_{sb} \cdot E_s = 0.00064 \times 200000 = 128.9 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat atas sayap bawah,

$$\sigma_{sa} = \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00254 \times 200000 = 511.75 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 250 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah sayap bawah,

$$\sigma_{sa} = \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00264 \times 200000 = 528.75 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 250 \text{ MPa}$$

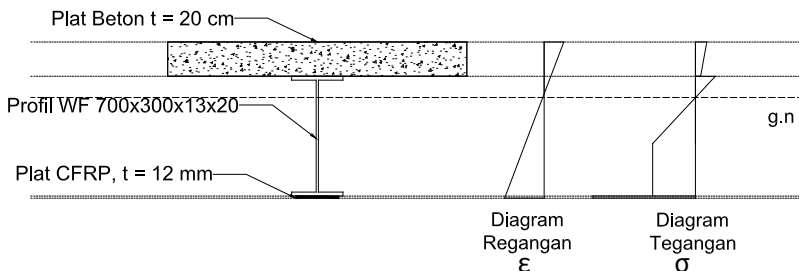
Tegangan pada serat atas plat CFRP,

$$\sigma_{sa} = \varepsilon_{sa} \cdot E_s = 0.00264 \times 450000 = 1188.6 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat bawah plat CFRP,

$$\sigma_{sb} = \varepsilon_{sb} \cdot E_s = 0.0027 \times 450000 = 1235 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan regangan-tegangan dan diagram regangan-tegangan untuk berbagai serat pada penampang dapat dilihat pada tabel 8.10 dan gambar 8.5.



Gambar 8.5. Diagram Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate

Tabel 8.10. Regangan dan Tegangan Pada Penampang Untuk Beban Ultimate

| Lapisan Pada Penampang | Strain | Stress |
|--|---------|----------------|
| Serat atas plat beton, σ_{ca} | 0.00172 | 20.4 Mpa (C) |
| Serat bawah plat beton, σ_{cb} | 0.00074 | 10.8 Mpa (C) |
| Serat atas sayap atas, σ_{aa} | 0.00074 | 148.4 Mpa (C) |
| Serat bawah sayap atas, σ_{ab} | 0.00064 | 128.9 Mpa (C) |
| Serat atas sayap bawah, σ_{ba} | 0.00254 | 250.0 Mpa (T) |
| Serat bawah sayap bawah, σ_{bb} | 0.00264 | 250.0 Mpa (T) |
| Serat atas CFRP, σ_{FRPa} | 0.00264 | 1188.6 Mpa (T) |
| Serat bawah CFRP, σ_{FRPb} | 0.00270 | 1235.0 Mpa (T) |

Keterangan : C = Tekan, T = Tarik

Resultan gaya, dalam setiap bagian segmen dapat dihitung dari luas segmen dikali dengan rata-rata tegangan..

Resultan Gaya Pada Beton,

$$F_c = (\sigma_{ca} + \sigma_{cb})/2 \cdot t_c \cdot b_{eff}$$

$$F_c = (20.4 + 10.8)/2 \cdot 200 \cdot 1750$$

$$F_c = 5475765 \text{ N} = 5475.8 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tekan

$$F_{sc} = (\sigma_{aa} + \sigma_{ab})/2 \cdot t_f \cdot w_f + (\sigma_{ab}/2) \cdot t_w \cdot (c - t_c - t_f)$$

$$F_{sc} = (148+128)/2 \cdot 17 \cdot 200 + (128/2) \cdot 11 \cdot (351.8 - 200 - 17)$$

$$F_{sc} = 989152 \text{ N} = 989.2 \text{ kN (tekan)}$$

Resultan Gaya Baja Tarik

Elastis :

Batas Elastis dari garis netral (c),

$$y_y = \epsilon_{sa} / \phi = 0.00125 / 4.9 \times 10^{-6} = 255.6 \text{ mm}$$

$$F_e = (\sigma_{ba}/2) \cdot t_w \cdot y_y$$

$$F_e = (250/2) \cdot 13 \cdot 255.6$$

$$F_e = 415428 \text{ N} = 415.43 \text{ kN (tarik)}$$

Plastis :

$$F_p = f_y \cdot t_f \cdot w_f + f_y \cdot t_w \cdot (D + t_c - t_f - y_y)$$

$$F_p = 250 \cdot 20 \cdot 200 + 250 \cdot 13 \cdot (692 + 200 - 20 - 255.6)$$

$$F_p = 2444043 = 2444.04 \text{ kN (tekan)}$$

Total:

$$F_{st} = F_e + F_p = 415.43 + 2444.07 = 2859.5 \text{ kN}$$

Resultan Gaya plat CFRP

$$F_{FRP} = (\sigma_{FRPa} + \sigma_{FRPb})/2 \cdot t_{FRP} \cdot b_{FRP}$$

$$F_{FRP} = (1189.8 + 1235.0)/2 \cdot 12 \cdot 250$$

$$F_{FRP} = 3605394 \text{ N} = 3605.4 \text{ kN (tarik)}$$

Tabel 8.11. Hasil Perhitungan Resultan Gaya dan Momen Dalam Pada Setiap Bagian Penampang.

| Gaya Pada setiap lapis | Gaya (kN) | Lengan Momen (mm) | Momen (kNm) |
|------------------------|------------|-------------------|-------------|
| Plat Beton | 5475.8 (C) | 262 | 1434.9 |
| Profil Baja (Tekan) | 989.2 (C) | 101 | 100.1 |
| Profil Baja (Tarik) | 2859.5 (T) | 327 | 936.2 |
| cfrp strip | 3605.4 (T) | 546 | 1969.3 |
| $\Sigma F = 0.4$ | | $M_n =$ | 4440.4 |
| | | $\phi M_n =$ | 3330.3 |

Kontrol Kekuatan Momen

$$M_u < \phi M_n$$

$$2711.8 < 3330.3 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

8.5.3. Kontrol Lendutan

Beban yang digunakan untuk kontrol lendutan balok yang telah diperkuat adalah beban lajur “D” untuk kondisi beban layan yang telah ditingkatkan dari 70% menjadi 100%.

$$Q_{BTR} = 11.025 \cdot (100\% / 70\%) = 15.75 \text{ kN/m}$$

$$P_{BGT} = 84.04 \cdot (100\% / 70\%) = 120.05 \text{ kN}$$

$$P_T = 146.25 \text{ kN}$$

Tabel 8.12. Perhitungan Momen Inersia Komposit

| | I_o (mm ⁴) | Luas, A (mm ²) | Jarak titik berat, d (mm) | $I_o + (A \cdot d)$ (mm ⁴) |
|---------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|------------------------------|---|
| Beton | 137083333 | 41125 | 214.70 | 2.03×10^9 |
| Baja | 1720000000 | 21150 | 231.30 | 2.85×10^9 |
| FRP | 81000 | 6750 | 583.30 | 2.30×10^9 |
| Momen Inersia Komposit, $I_c =$ | | | | 7.18×10^9 |

Lendutan ijin hanya disyaratkan kepada beban layan hidup saja (LRFD), maka lendutan yang terjadi (akibat beban hidup) memenuhi lendutan ijin.

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban D :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{15.75 \cdot 16300^4}{200000 \cdot 7.18 \cdot 10^9} + \frac{1}{48} \cdot \frac{120050 \cdot 16300^3}{200000 \cdot 7.18 \cdot 10^9} = 17.62 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban hidup yang terjadi akibat beban T :

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{146250 \cdot 16300^3}{200000 \cdot 7.18 \cdot 10^9} = 9.19 \text{ mm}$$

Lendutan ijin :

$$\bar{\delta} = \frac{L}{800} = \frac{16300}{800} = 20.38 \text{ mm}$$

Lendutan terbesar adalah akibat beban D sebesar 17.62 mm. Lendutan akibat beban “D” lebih kecil dari lendutan ijin sebesar 20.38 mm. Maka profil WF 700 x 300 x 13 x 20 yang telah diperkuat dengan plat CFRP 250x12 mm² dapat dipakai.

8.5.4. Kontrol Tegangan Pada Perekat

Untuk memastikan bahwa tidak terjadi lepasnya perekat pada saat beban layan, maka penting sekali untuk menghitung tegangan maksimum pada ujung sambungan perekat. Berikut adalah data-data yang diperlukan untuk menghitung tegangan maksimum pada perekat:

Gelagar Komposit :

| | | |
|-----------------------|------------|--|
| Luas penampang, | A_s | $= 62275 \text{ mm}^2$ |
| Momen Inersia, | I_s | $= 4.64 \times 10^9 \text{ mm}^4$ |
| Jarak ke titik berat, | y_s | $= 640.5 \text{ mm}$ |
| Koefisien Muai, | σ_s | $= 1.2 \times 10^{-5} \text{ per } ^\circ\text{C}$ |

Jarak tepi CFRP ke perletakan, a $= 4700 \text{ mm}$

Shear span, b $= 8150 \text{ mm}$

Plat CFRP,

| | | |
|-----------------------|----------------|--|
| Luas penampang, | A_{FRP} | $= 3000 \text{ mm}^2$ |
| Momen Inersia, | I_{FRP} | $= 36000 \text{ mm}^4$ |
| Jarak ke titik berat, | y_{FRP} | $= 6 \text{ mm}$ |
| Koefisien Muai, | σ_{FRP} | $= 2.7 \times 10^{-5} \text{ per } ^\circ\text{C}$ |

Perekat,

| | | |
|----------------------|------------|----------------------|
| Modulus Elastisitas, | E_a | $= 3000 \text{ MPa}$ |
| Modulus Geser, | G_a | $= 1000 \text{ MPa}$ |
| Ketebalan adesif, | t_a | $= 1 \text{ mm}$ |
| Kuat karakteristik, | σ_a | $= 37 \text{ MPa}$ |

Angka Keamanan Parsial,

$\gamma_{m1} = 1.25$; kuat karakteristik perekat ditentukan melalui uji berstandar.

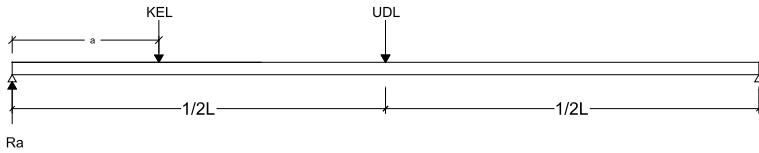
$\gamma_{m2} = 1$; perekat dipasang menggunakan prosedur yang telah terstandar oleh produsen.

$\gamma_{m3} = 1$; tipe beban adalah short term.

$\gamma_{m4} = 1$; sifat perekat ditentukan sesuai kondisi lapangan.

$\gamma_{m5} = 1.5$; beban fatik signifikan, pengecekan berkala, akses bagus.

Berdasarkan pada *Design Guidelines for the Use of HM Strip* jenis beban yang digunakan dalam persamaan untuk menentukan tegangan pada perekat adalah beban terpusat. Maka beban yang telah ada diekivalensikan menjadi seperti pada gambar 8.6.



Gambar 8.6. Posisi Beban Jembatan Gelagar 2 .

Besarnya R_a :

$$R_a = \frac{(L-a) \cdot KEL}{L} + \frac{M_{UDL}}{1/2L} = \frac{(16.3-4.7) \cdot 120.05}{16.3} + \frac{523077}{1/2 \cdot 16.3} = 149615 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNI T-02-2005, besarnya temperature nominal jembatan maximum dan minimum adalah 40°C dan 15°C , besarnya perbedaan suhu ΔT adalah:

$$\Delta T = (40-15) / 2 = 12.5^\circ\text{C}$$

Perhitungan Tegangan Geser Sepanjang Sambungan Perekat

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{(y_s + y_{FRP})(y_s + y_{FRP} + t_a)}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_{FRP} A_{FRP}} \right)$$

$$\lambda^2 = \frac{1000 \cdot 180}{1} \left(\frac{(640.5 + 6)(640.5 + 6 + 1)}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000} + \frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 62275} + \frac{1}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 3000} \right)$$

$$\lambda^2 = 3.15 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^{-2}$$

$$\lambda = 0.0178 \text{ mm}^{-1}$$

$$k = \lambda(b - a)$$

$$k = 0.0178(8150 - 4700)$$

$$k = 61.25$$

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a \lambda^2} \left(\frac{y_s + y_{FRP}}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$m_1 = \frac{1000}{1 \cdot 3.18 \cdot 10^{-4}} \left(\frac{640.5 + 6}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000} \right)$$

$$m_1 = 2.19 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$$

$$B_1 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right] - m_1 P e^{-k}$$

$$B_1 = \frac{-1000}{1 \cdot 0.0178} \left[(2.7 \cdot 10^{-5} - 1.2 \cdot 10^{-5}) 12.5 - \frac{640.5}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9} \cdot 149615 \cdot 4700 \right] - 2.19 \cdot 10^{-6} \cdot 149615 \cdot e^{-61.25}$$

$$B_1 = 16.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = B_1 + m_1 P$$

$$\tau_{max} = 16.81 + (2.19 \cdot 10^{-6} \cdot 149615)$$

$$\tau_{max} = 17.14 \text{ MPa}$$

Perhitungan Tegangan Normal Sepanjang Sambungan Perekat

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_{FRP}}{4 t_a} \left(\frac{1}{E_s I_s} + \frac{1}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3000 \cdot 250}{4 \cdot 1} \left(\frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9} + \frac{1}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000} \right)}$$

$$\beta = 0.058 \text{ mm}^{-1}$$

$$n_1 = \frac{y_s E_{FRP} I_{FRP} - y_{FRP} E_s I_s}{E_s I_s + E_{FRP} I_{FRP}}$$

$$n_1 = \frac{640.5 \cdot 4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000 - 6 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000}$$

$$n_1 = -5.99 \text{ mm}$$

$$n_3 = \frac{E_a b_{FRP}}{t_a} \left(\frac{y_s}{E_s I_s} - \frac{y_{FRP}}{E_{FRP} I_{FRP}} \right)$$

$$n_3 = \frac{3000 \cdot 250}{1} \left(\frac{640.5}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9} - \frac{6}{4.5 \cdot 10^5 \cdot 36000} \right)$$

$$n_3 = -2.77 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^{-3}$$

$$B_2 = \frac{-G_a}{t_a \lambda} \left[(\alpha_{FRP} - \alpha_s) \Delta T - \frac{y_s}{E_s I_s} P a \right]$$

$$B_2 = \frac{-1000}{1 \cdot 0.0178} \left[(2.7 \cdot 10^{-5} - 1.2 \cdot 10^{-5}) 12.5 - \frac{640.5}{2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9} \cdot 149615 \cdot 4700 \right]$$

$$B_2 = -16.81 \text{ MPa}$$

$$C_1 = \frac{E_a P}{2 \beta^2 t_a E_s I_s} (1 + \beta a) - \frac{n_3}{2 \beta^3} \tau_{max} + \frac{n_1}{2 \beta^3} (B_1 \lambda^4 + \beta^3 B_2 \lambda^3)$$

$$C_1 = \frac{3000 \cdot 124206.25}{2 \cdot 0.058^2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 4.64 \cdot 10^9} (1 + 0.058 \cdot 4700)$$

$$- \frac{2.77 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 0.058^3} \cdot 13.82 + \frac{-5.99}{2 \cdot 0.058^3} \cdot (13.54 \cdot 0.0178^4 + 0.058^3 \cdot -13.54 \cdot 0.0178^3)$$

$$C_1 = 12.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = C_1 - n_1 B_2 \lambda$$

$$\sigma_{max} = 12.24 - (-5.99 \cdot -16.81 \cdot 0.0178)$$

$$\sigma_{max} = 10.45 \text{ MPa}$$

Perhitungan Tegangan Utama Sepanjang Sambungan Perekat

$$\sigma_p = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{10.45}{2} + \sqrt{\left(\frac{10.45}{2}\right)^2 + 17.14^2} = 23.14 \text{ MPa}$$

Digunakan dua lapisan perekat sehingga kontrol tegangan pada perekat adalah sebagai berikut.

$$\gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3} \gamma_{m4} \gamma_{m5} \sigma_{p,max} \leq 2 \cdot \sigma_c$$

$$1.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 23.14 \leq 2 \cdot 37$$

$$43.39 \leq 74 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

BAB IX PENUTUP

9.1. Kesimpulan

Ringkasan dari analisis dan control yang telah dilakukan dari perkuatan jembatan balok baja komposit menggunakan *carbon fiber reinforced polymer* (CFRP) adalah sebagai berikut.

1. Struktur atas jembatan dengan beban lalu lintas kelas III menggunakan gelagar profil baja BJ-41 dengan plat beton tebal 20 cm dengan mutu f_c' 25 MPa. Dimensi balok bentang 16.3 meter menggunakan WF 700x300x13x20, bentang 12 meter menggunakan WF 600x200x11x17.
2. Dimensi abutmen yang digunakan memiliki tinggi 4 meter dan lebar 9.4 meter dengan pondasi tiang pancang JBI grade B diameter 40 cm, jumlah 10 buah, kedalaman 12 m.
3. Dimensi pier yang digunakan memiliki tinggi 4.2 meter dan lebar 9.4 meter dengan pondasi tiang pancang JBI grade B diameter 50 cm, jumlah 10 buah, kedalaman 13 m.
4. Penggunaan plat CFRP dengan ukuran 180x12 mm² panjang 5 meter. dapat dipakai untuk perkuatan profil WF 600x200x11x17, Karena memenuhi 3 persyaratan perencanaan, yaitu:

$$M_{s100\%} < 0.6 M_{ys} \quad \Rightarrow \quad 993.74 < 1053.5 \quad (\text{OK})$$

$$M_{u100\%} < \phi M_{ns} \quad \Rightarrow \quad 1637.88 < 2149.0 \quad (\text{OK})$$

$$M_{s100\%} < \phi M_{nus} \quad \Rightarrow \quad 993.74 < 1375.4 \quad (\text{OK})$$

5. Penggunaan plat CFRP dengan ukuran 250x12 mm² panjang 6.6 meter. dapat dipakai untuk perkuatan profil WF 700x300x13x20, Karena memenuhi 3 persyaratan perencanaan, yaitu:

$$M_{s100\%} < 0.6 M_{ys} \quad \Rightarrow \quad 1668.7 < 1708.5 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

$$M_{u100\%} < \phi M_{ns} \quad \Rightarrow \quad 2711.8 < 3381.4 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

$$M_{s100\%} < \phi M_{nus} \quad \Rightarrow \quad 1668.7 < 2259.9 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Kesimpulan yang didapat setelah dilakukan berbagai macam analisis dan control adalah perkuatan menggunakan plat CFRP tidak hanya pada kekuatannya saja, namun juga pada kekakuan balok komposit. Hal ini ditunjukkan oleh hasil perhitungan lendutan yang terjadi untuk gelagar setelah diperkuat lebih kecil dari pada dibandingkan balok sebelum diperkuat. Perkuatan menggunakan Plat CFRP memiliki keuntungan yaitu memiliki berat yang sangat ringan dan pekerjaan pemasangan yang mudah.

8.2. Saran

Perlu dilakukan analisis yang lebih lanjut untuk mengetahui perilaku struktur yang lebih akurat pada perkuatan menggunakan CFRP apabila digunakan di Indonesia.

DAFTAR PUSTAKA

- RSNI T-02-2005, **Standar Pembebanan Untuk Jembatan**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 2005.
- RSNI T-03-2005, **Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 2005.
- SNI 2833-2013, **Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 2013
- BMS-1992 Bagian 8. **Bridge Management System**. Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992
- Schnerch, D., Dawood, M., dan Rizkala, S. June 2007. “**Design Guidelines for The Use of HM Strips, Strengthening of Steel Concrete Composite Bridge With High Modulus Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Strips**”, North Carolina State University, North Carolina, 2007.
- Tavakkolizadeh, M., and Saadatmanesh, H. Januari 2003. “Strengthening of Steel-Concrete Composite Girders Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Sheet”. **Journal of Structural Engineering**. 2003.129:30-40
- Institution of Structural Engineers. **A Guide to the Structural Use of Adhesive**. The Institution of Structural Engineers, London, UK, 1999, 51p.
- Salmon, C.G., dan Johnson, J.E., 1980, **Steel Structures Design and Behavior**. New Mwxico: Intext Educational Publisher
- Wahyudi, H. 2009. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya. Teknik sipil FTSP-ITS.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

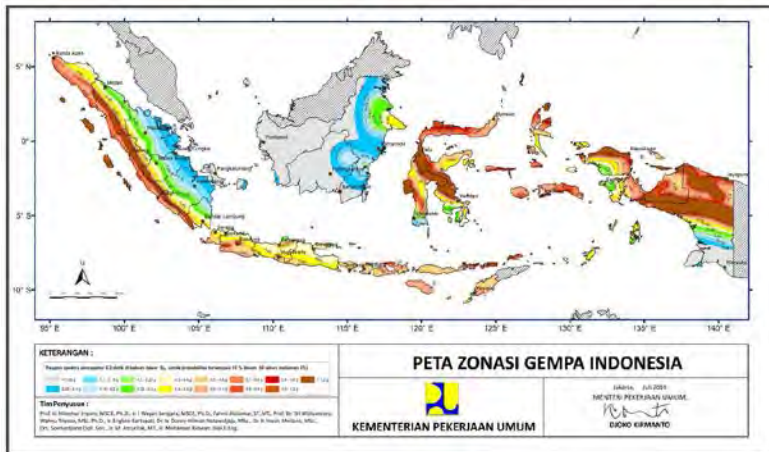
LAMPIRAN A

PETA ZONASI GEMPA INDONESIA

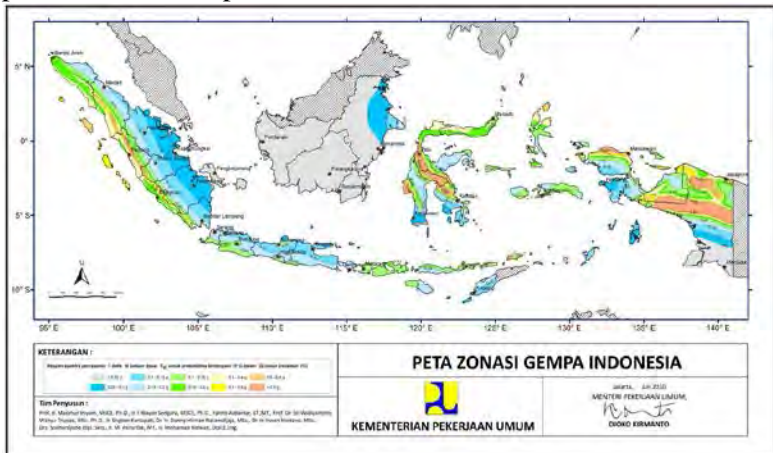
Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



KOMBINASI BEBAN KERJA BANGUNAN BAWAH

Kombinasi Pembebanan Abutmen :

| | | | | | |
|------------------------------|----------|------------|----|----------|----|
| Kombinasi 1 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.472 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.384 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.812 | |
| Tekanan Tanah | | 560.48 | | 833.542 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 450.63 | | | -45.0625 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | 27.81 | | 111.24 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | | | | |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 2427.849 | 588.29 | 0 | 325.5155 | 0 |

| | | | | | |
|------------------------------|----------|------------|--------|----------|--------|
| Kombinasi 2 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.472 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.384 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.812 | |
| Tekanan Tanah | | 560.48 | | 833.542 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 450.625 | | | -45.0625 | |
| Beban Pedestrian | 54 | | | -5.4 | |
| Gaya Rem | | 27.81 | | 111.24 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | 6.75 | | 20.93 | |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 2481.849 | 595.04 | 0 | 341.0405 | 0 |
| Kombinasi 3 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.472 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.384 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.812 | |
| Tekanan Tanah | | 560.48 | | 833.542 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 450.625 | | | -45.0625 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | 27.81 | | 111.24 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | | | | |
| Beban Angin | | | 19.845 | | 78.498 |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 2427.849 | 588.29 | 19.845 | 325.5155 | 78.498 |

| | | | | | |
|------------------------------|----------|------------|---------|------------|---------|
| Kombinasi 4 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.472 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.384 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.812 | |
| Tekanan Tanah | | 560.48 | | 833.54 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 450.63 | | | -45.06 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | 27.81 | | 111.24 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | 6.75 | | 20.93 | |
| Beban Angin | | 0.00 | 19.85 | 0.00 | 78.50 |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 2427.849 | 595.04 | 19.845 | 346.4405 | 78.498 |
| Kombinasi 5 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 464.72 | | | -46.472 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1344.384 | | | -510.92 | |
| Beban Mati Tambahan | 168.12 | | | -16.812 | |
| Tekanan Tanah | | | | | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 135.19 | | | -13.52 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | | | | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | | | | |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | 427.532 | 0 | 868.001 | 0 |
| Beban gempa y | | 0 | 385.553 | 0 | 782.713 |
| tek tanah dinamis | | 394.4 | 0 | 1053.05 | 0 |
| Total | 2112.412 | 821.932 | 385.553 | 1333.32825 | 782.713 |

Kombinasi Pembebanan Pier :

| | | | | | |
|------------------------------|----------|------------|--------|---------|----------|
| Kombinasi 1 | | | | | |
| | | Horisontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 1120.66 | | | 28.683 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1238.54 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 396.48 | | | 9.34 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 985.905 | | | 13.12 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | 61.72 | | 319.71 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Beban Aliran Air DLL | | | 476.45 | | 1088.212 |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 3741.585 | 61.72 | 476.45 | 370.853 | 1088.212 |
| Kombinasi 2 | | | | | |
| | | Horisontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 1120.66 | | | 28.683 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1238.54 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 396.48 | | | 9.34 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 985.905 | | | 13.12 | |
| Beban Pedestrian | 127.35 | | | 3 | |
| Gaya Rem | | 61.72 | | 319.71 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Beban Aliran Air DLL | | | 476.45 | | 1088.212 |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 3868.935 | 61.72 | 476.45 | 373.853 | 1088.212 |

| | | | | | |
|------------------------------|----------|------------|---------|----------|----------|
| Kombinasi 3 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 1120.66 | | | 28.683 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1238.54 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 396.48 | | | 9.34 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 985.905 | | | 13.12 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | 61.72 | | 319.71 | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | | 476.45 | | 1088.212 |
| Beban Angin | | 36.27 | 52.71 | 76.17 | 253.33 |
| Beban gempa x | | | | | |
| Beban gempa y | | | | | |
| tek tanah dinamis | | | | | |
| Total | 3741.585 | 97.99 | 529.16 | 447.023 | 1341.542 |
| Kombinasi 4 | | | | | |
| | | Horizontal | | Momen | |
| Aksi | P (kN) | Hx | Hy | Mx | My |
| Beban Mati | | | | | |
| Berat Sendiri Struktur Atas | 1120.66 | | | 28.683 | |
| Berat Sendiri Struktur Bawah | 1238.54 | | | | |
| Beban Mati Tambahan | 396.48 | | | 9.34 | |
| Beban Lalulintas | | | | | |
| Beban lajur D | 295.7715 | | | 3.936 | |
| Beban Pedestrian | | | | | |
| Gaya Rem | | | | | |
| Beban Lingkungan | | | | | |
| Temperatur | | | | | |
| Beban Angin | | | | | |
| Beban gempa x | | 520.82 | 156.246 | 1583.96 | 475.188 |
| Beban gempa y | | 119.046 | 396.82 | 361.899 | 1206.33 |
| | | | | | |
| Total | 3051.452 | 639.866 | 553.066 | 1987.818 | 1681.518 |

BORING LOG

BH - 4

Depth : 38.00 m

Project : MS Beverage Can Manufacturing Plant
Location : Press, Surya Cipta Plant
Client : Crown

Date Started : May 29, 2014
Date Finished : May 31, 2014
Sheet : 1/2

Boring Method : Rotary Core Drilling

Boring Machine : TDC 1

Bor Master : Priyono

Logged by : ADK

Checked by : AM

X : -

Y : -

Elevation :

GWL : -7.80 m

| DATE | DEPTH (m) | GWL | UDS/SPT | SYMBOL | SOIL DESCRIPTION | STANDARD PENETRATION TEST | | | | | | | | | |
|--------------|-----------|-----------------------|---------|--------|--|---------------------------|----|----|----|-------------|----|----|----|----|----|
| | | | | | | N1 | N2 | N3 | N | N SPT Graph | | | | | |
| | | | | | | 15 | 15 | 15 | | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
| May 29, 2014 | 1 | -7,80 m (Rata - rata) | | | 0.00-3.50 m | | | | | 0 | | | | | |
| | 2 | | UDS | | CLAY, greyish red spot white, soft, medium plasticity. | | | | | 4 | | | | | |
| | 3 | | SPT | | | 2 | 2 | 2 | | | | | | | |
| | 4 | | | | 3.50-4.50 m | | | | | | | | | | |
| | 5 | | SPT | | CLAY, brown spot white, soft. | 2 | 2 | 1 | 3 | | | | | | |
| | 6 | | | | 4.50-7.00 m | | | | | | | | | | |
| | 7 | | SPT | | CLAY, yellowish brown, stiff, medium plasticity. | 4 | 5 | 6 | 11 | | | | | | |
| | 8 | | | | 7.00-10.00 m | | | | | | | | | | |
| | 9 | | SPT | | CLAY, grey spot yellow, very stiff, medium plasticity. | 5 | 7 | 9 | 16 | | | | | | |
| | 10 | | DS | | 10.00-14.00 m | | | | | | | | | | |
| | 11 | | SPT | | | 8 | 7 | 10 | 17 | | | | | | |
| | 12 | | | | 14.00-16.00 m | | | | | | | | | | |
| | 13 | | SPT | | | 5 | 8 | 10 | 18 | | | | | | |
| | 14 | | | | 16.00-23.00 m | | | | | | | | | | |
| | 15 | | SPT | | | 13 | 18 | 21 | 39 | | | | | | |
| May 30, 2014 | 16 | | | | Clayey SAND, grey, dense, cemented | | | | | | | | | | |
| | 17 | | SPT | | | 14 | 18 | 22 | 40 | | | | | | |
| | 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| | 19 | | SPT | | | 12 | 17 | 21 | 38 | | | | | | |
| | 20 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | SPT | | | 14 | 17 | 21 | 38 | | | | | | |

BORING LOG

BH - 7

Depth : 25.00 m

Project : MS Beverage Can Manufacturing Plant
Location : Canmaker, Surya Cipta Plant
Client : Crown

Date Started : June 4, 2014
Date Finished : June 6, 2014
Sheet : 1/2

Boring Method : Rotary Core Drilling

Boring Machine : TDC 1

Bor Master : Priyono

Logged by : ADK


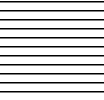
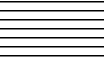
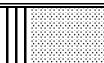

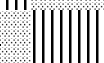


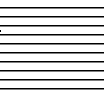
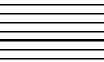
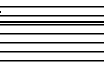
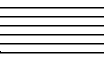


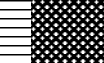
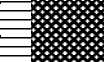
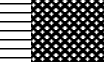
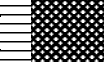
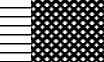
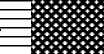
Checked by : AM

X : -

Y : -

Elevation :

GWL : -7.80 m

| DATE | DEPTH (m) | GWL | UDS/SPT | SYMBOL | SOIL DESCRIPTION | STANDARD PENETRATION TEST | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-----------|---|---|---|---|---------------------------|-------|-----|----|-------------|----|----|----|----|----|--|--|--|--|
| | | | | | | N1 | N2 | N3 | N | N SPT Graph | | | | | | | | | |
| | | | | | | 15 | 15 | 15 | | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | | | | |
| June 4, 2014 | 1 | -7.80 m (Rata - rata)  | |  | 0.00-2.50 m CLAY, greyish red spot white, firm, medium plasticity. | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | UDS |  | | 2 | 2 | 4 | 6 | | | | | | | | | | |
| | 3 | | SPT |  | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | |  | 2.50-5.40 m Silty SAND, brown spot white, medium dense. | 4 | 6 | 6 | 12 | | | | | | | | | | |
| | 5 | | SPT |  | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 6 | | |  | 5.40-7.10 m Sandy SILT, brownish grey, firm. | 2 | 2 | 4 | 6 | | | | | | | | | | |
| June 5, 2014 | 7 | | SPT |  | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 8 | | |  | 7.10-10.00 m CLAY, greyish yellow, stiff. | 2 | 3 | 5 | 8 | | | | | | | | | | |
| | 9 | | |  | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 10 | | DS |  | | 3 | 4 | 6 | 10 | | | | | | | | | | |
| | 11 | SPT |  | 10.00-10.60 m CLAY, greyish brown, stiff. | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 12 | |  | 10.60-12.50 m CLAY, grey, hard. | 12 | 19 | 24 | 43 | | | | | | | | | | | |
| June 6, 2014 | 13 | |  | 12.50-15.00 m SANDSTONE, grey, very dense, cemented | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 14 | SPT |  | | 14 | 27 | 30/10 | >50 | | | | | | | | | | | |
| | 15 | |  | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 16 | SPT |  | 15.00-20.00 m Clayey SANDSTONE, grey, very dense, cemented | 16 | 28 | 34 | >50 | | | | | | | | | | | |
| | 17 | |  | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 18 | SPT |  | | 19 | 26 | 31 | >50 | | | | | | | | | | | |
| | 19 | |  | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 20 | SPT | | | 17 | 28 | 30/10 | >50 | | | | | | | | | | | |

DIMENSIONS

The figures provided in this table relate to Type B and Type C bearings in accordance with EN 1337-3. The different values shown below may be changed as a function of the actual stresses on the bearing involved.

| Plan dimensions of bearings | Compression load under zero displacement | Layer thickness | Number of layers | Number of reinforcing plates (TYPE B) | Reinforcing plates thickness | TYPE B | | | TYPE C | | | | Allowable rotation |
|--|--|-----------------|----------------------------|---------------------------------------|------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--|-----------------------------------|-------------------------------|
| | | | | | | Total elastomer thickness | Total thickness of bearing | Allowable displacement | Thickness of thicker steel plates | Total elastomer thickness | Total thickness of bearing | Allowable displacement | |
| axb, D | F | t | n | ns | ts | te | T | w | Ts | Te | T | w | α |
| mm | kN | mm | | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | m rad |
| 100x150 100x200 | 120 179 | 8 | 2 3 | 3 4 | 3 | 21 29 | 30 41 | 21 29 | 15 | 16 24 | 49 60 | 16 24 | 21 31 |
| 150x200 150x250 150x300 | 408 558 715 | 8 | 2 3 4 | 3 4 5 | 3 | 21 29 37 | 30 41 52 | 21 29 37 | 15 | 16 24 32 | 49 60 71 | 16 24 32 | 10 15 20 |
| 200x250 200x300 200x350 200x400 | 803 1043 1291 1547 | 8 | 3 4 5 6 | 4 5 6 7 | 3 | 29 37 45 53 | 41 52 63 74 | 29 37 45 53 | 15 | 24 32 40 48 | 60 71 82 93 | 24 32 40 48 | 8 10 13 16 |
| Ø200 | 625 | 8 | 2 3 4 | 3 4 5 | 3 | 21 29 37 | 30 41 52 | 21 29 37 | 15 | 16 24 32 | 49 60 71 | 16 24 32 | 9 14 19 |
| Ø250 | 1578 | 8 | 2 3 4 | 3 4 5 | 3 | 21 29 37 | 30 41 52 | 21 29 37 | 15 | 16 24 32 | 49 60 71 | 16 24 32 | 8 12 16 |
| 250x300 250x400 | 1608 2425 | 8 | 3 4 5 6 7 | 4 5 6 7 8 | 3 | 29 37 45 53 61 | 41 52 63 74 85 | 29 37 45 53 61 | 15 | 24 32 40 48 56 | 60 71 82 93 104 | 24 32 40 48 56 | 6 8 10 12 14 |
| Ø300 | 2230 | 8 | 4 5 6 | 5 6 7 | 3 | 37 45 53 | 52 63 74 | 37 45 53 | 15 | 32 40 48 | 71 82 93 | 32 40 48 | 9 11 14 |
| Ø350 | 3598 | 8 | 3 4 5 6 7 | 4 5 6 7 8 | 3 | 29 37 45 53 61 | 41 52 63 74 85 | 29 37 45 53 61 | 15 | 24 32 40 48 56 | 60 71 82 93 104 | 24 32 40 48 56 | 5 7 9 10 12 |
| 300x400 300x500 300x600 | 2036 2787 3569 | 12 | 3 4 5 6 | 4 5 6 7 | 4 | 41 53 65 77 | 57 73 89 105 | 41 53 65 77 | 20 | 36 48 60 72 | 84 100 116 132 | 36 48 60 72 | 8 10 13 15 |
| 350x450 | 3091 | 12 | 3 4 5 6 7 | 4 5 6 7 8 | 4 | 41 53 65 77 89 | 57 73 89 105 121 | 41 53 65 77 89 | 20 | 36 48 60 72 84 | 84 100 116 132 148 | 36 48 60 72 84 | 7 9 11 13 15 |
| Ø400 | 3220 | 12 | 3 4 5 6 | 4 5 6 7 | 4 | 41 53 65 77 | 57 73 89 105 | 41 53 65 77 | 20 | 36 48 60 72 | 84 100 116 132 | 36 48 60 72 | 7 10 12 15 |
| 400x500 | 4454 | 12 | 4 5 6 7 8 | 5 6 7 8 9 | 4 | 53 65 77 89 101 | 73 89 105 121 137 | 53 65 77 89 101 | 20 | 48 60 72 84 96 | 100 116 132 148 164 | 48 60 72 84 96 | 7 9 11 12 14 |
| 400x600 | 5778 | 12 | 4 5 6 7 8 | 5 6 7 8 9 | 4 | 53 65 77 89 101 | 73 89 105 121 137 | 53 65 77 89 101 | 20 | 48 60 72 84 96 | 100 116 132 148 164 | 48 60 72 84 96 | 7 8 10 12 13 |
| Ø450 | 5204 | 12 | 3 4 5 6 | 4 5 6 7 | 4 | 41 53 65 77 | 57 73 89 105 | 41 53 65 77 | 20 | 36 48 60 72 | 84 100 116 132 | 36 48 60 72 | 7 9 11 13 |
| 450x600 | 6991 | 12 | 4 5 6 7 8 9 | 5 6 7 8 9 10 | 4 | 53 65 77 89 101 113 | 73 89 105 121 137 153 | 53 65 77 89 101 113 | 20 | 48 60 72 84 96 108 | 100 116 132 148 164 180 | 48 60 72 84 96 108 | 6 7 8 10 11 13 |

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES (JBI PILES) JIS. A 5335



Specification of Prestressed Concrete Spun Piles. JIS A 5335

| Outside Diameter (mm) | Type (Class) | Thickness (mm) | Cross Section Area (cm2) | Allowable Bearing Capacity (ton) | | Cracking Bending Moment | Ultimate Bending Moment | Length (meter) & Weight (ton) | | | | | | | | |
|--------------------------|-----------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------------------|-----------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | | ACI 543 | JIS A5335 | | | 7 m | 8 m | 9 m | 10 m | 11 m | 12 m | 13 m | 14 m | 15 m |
| 300 | A | 60 | 452.4 | 70 | 46 | 2.5 | 3.8 | 0.82 | 0.94 | 1.06 | 1.18 | 1.29 | 1.41 | 1.53 | | |
| | AB | | | | | 3.0 | 5.0 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 3.5 | 6.3 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 4.0 | 8.0 | | | | | | | | | |
| 350 | A | 65 | 582.0 | 90 | 59 | 3.5 | 5.2 | 1.06 | 1.21 | 1.36 | 1.51 | 1.66 | 1.81 | 1.97 | 2.12 | 2.27 |
| | AB | | | | | 4.0 | 7.1 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 5.0 | 9.0 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 6.0 | 12.0 | | | | | | | | | |
| 400 | A | 75 | 765.8 | 118 | 78 | 5.5 | 8.2 | 1.39 | 1.59 | 1.79 | 1.99 | 2.19 | 2.39 | 2.59 | 2.79 | 2.98 |
| | AB | | | | | 6.5 | 10.7 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 7.5 | 13.5 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 9.0 | 18.0 | | | | | | | | | |
| 450 | A | 80 | 929.9 | 143 | 95 | 7.5 | 11.2 | 1.69 | 1.93 | 2.17 | 2.42 | 2.66 | 2.90 | 3.14 | 3.38 | 3.62 |
| | AB | | | | | 9.0 | 15.5 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 11.0 | 19.8 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 12.5 | 25.0 | | | | | | | | | |
| 500 | A | 90 | 1,159.0 | 178 | 120 | 10.5 | 15.7 | 2.11 | 2.41 | 2.71 | 3.01 | 3.31 | 3.62 | 3.92 | 4.22 | 4.52 |
| | AB | | | | | 12.5 | 18.8 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 15.0 | 27.0 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 17.0 | 34.0 | | | | | | | | | |
| 600 | A | 100 | 1,570.8 | 242 | 161 | 17.0 | 25.5 | 2.86 | 3.27 | 3.67 | 4.08 | 4.49 | 4.90 | 5.31 | 5.71 | 6.12 |
| | AB | | | | | 20.0 | 35.3 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 25.0 | 45.0 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 29.0 | 58.0 | | | | | | | | | |
| 800 | A | 120 | 2,564.1 | 406 | 270 | 40.7 | 63.6 | 4.49 | 5.13 | 5.77 | 6.41 | 7.05 | 7.69 | 8.33 | 8.97 | 9.62 |
| | AB | | | | | 48.0 | 91.3 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 55.7 | 108.2 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 70.6 | 129.8 | | | | | | | | | |
| 1000 | A | 140 | 3,872.0 | 604 | 402 | 75.0 | 117.9 | 6.62 | 7.57 | 8.51 | 9.46 | 10.41 | 11.35 | 12.30 | 13.24 | 14.19 |
| | AB | | | | | 87.2 | 165.7 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 105.7 | 199.7 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 123.6 | 229.9 | | | | | | | | | |
| 1200 | A | 150 | 4,847.8 | 795 | 529 | 120.0 | 180.0 | 8.66 | 9.90 | 11.13 | 12.37 | 13.61 | 14.84 | 16.08 | 17.32 | 18.56 |
| | AB | | | | | 137.0 | 260.3 | | | | | | | | | |
| | B | | | | | 170.0 | 306.0 | | | | | | | | | |
| | C | | | | | 200.0 | 400.0 | | | | | | | | | |

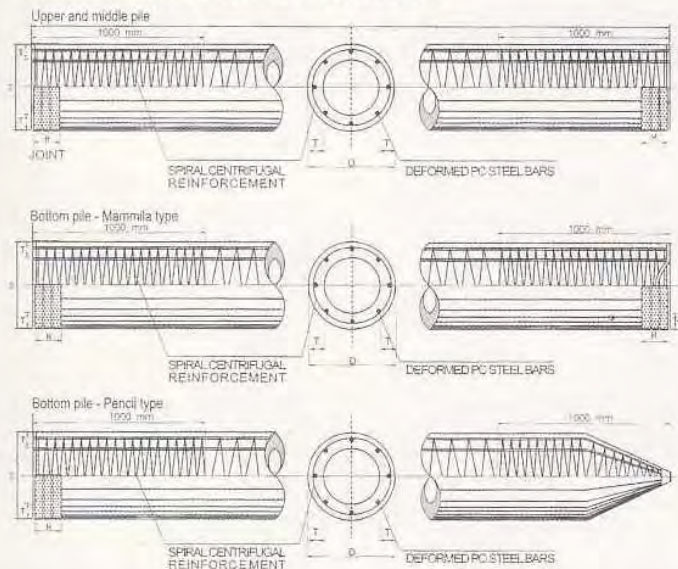
Note :

Concrete Strength $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (Cylinder Test), or equivalent to K - 600 (Cube Test)

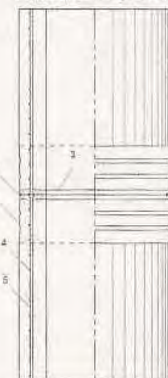
Number of PC. Bar can be customized depend on technical requirement

Construction of Prestressed Concrete Spun Piles

CONSTRUCTION OF JBI PILES



WELDED JOINT



1. On - Site butt Welding
2. Steel plate band
3. End Plate
4. Spiral Reinforcing
5. PC Steel Bar

Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$R_a = \frac{2 \cdot W \cdot H}{5 \cdot S + 0.1}$$

R_a = Allowable Bearing Capacity (ton)

W = Weight of Hammer (ton)

H = Height of ram stroke (m)

S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (m)

| Product description | Certification |
|--|--------------------|
| Spabond 345 thixotropic, toughened epoxy adhesive | Lloyds |
| Two component epoxy resin system with Fast, Slow and Extra Slow hardeners. | Germanischer Lloyd |

COMPONENT PROPERTIES

| | Resin | Hardener | | |
|-------------------------|---------|--------------|---------|------------|
| | | Fast | Slow | Extra Slow |
| Mix Ratio (by weight) | 100 | 48 | 48 | 48 |
| Mix Ratio (by volume) | 100 | 50 | 50 | 50 |
| Viscosity @ 15°C (cP) | 125,000 | 45,000 | 125,000 | 12,000 |
| Viscosity @ 20°C (cP) | 105,000 | 30,000 | 85,000 | 7,000 |
| Viscosity @ 25°C (cP) | 95,000 | 20,000 | 50,000 | 5,000 |
| Viscosity @ 30°C (cP) | 70,000 | 15,000 | 30,000 | 4,000 |
| Shelf Life (months) | 12 | 12 | 12 | 12 |
| Colour | yellow | purple/black | red | blue |
| Mixed Colour | - | brown | pink | green |
| Component Dens. (g/cm³) | 1.17 | 1.08 | 1.097 | 1.012 |
| Mixed Density (g/cm³) | - | 1.14 | 1.146 | 1.116 |

WORKING PROPERTIES

| | Resin/Fast Hardener | | | | Resin/Slow Hardener | | | | Resin/Extra Slow Hardener | | | |
|---|---------------------|--------|--------|--------|---------------------|--------|--------|--------|---------------------------|--------|--------|-------|
| | 15°C | 20°C | 25°C | 30°C | 15°C | 20°C | 25°C | 30°C | 15°C | 20°C | 25°C | 30°C |
| Initial Mixed Viscosity (cP) | 52000 | 42,000 | 34,000 | 27,000 | 106,000 | 87,000 | 75,000 | 64,000 | 74,000 | 44,000 | 36,000 | 24000 |
| †*Gel Time - 150g mix in water (hrs:mins) | 0:39 | 0:28 | 0:20 | 0:15 | 5:15 | 3:50 | 2:48 | 2:00 | 8:27 | 6:00 | 4:10 | 2:55 |
| †Pot Life - 500g mix in air (hrs:mins) | 0:20 | 0:17 | 0:13 | 0:10 | 1:19 | 1:12 | 1:06 | 1:01 | 3:06 | 2:41 | 2:16 | 1:57 |
| †Clamp Time (hrs:mins) | 7:50 | 5:30 | 3:55 | 2:45 | 16:32 | 12:10 | 8:52 | 6:24 | 26:04 | 19:25 | 14:19 | 10:42 |
| Sag Resistance (mm) | 17 | 16 | 15 | 14 | 30 | 28 | 26 | 24 | 30 | 28 | 26 | 24 |

| | Room Temp. Cure (28 days @ 21°C) | | | Cured 24 hours @ 21°C+16 hours @ 50°C | | | Cured 5 hrs @ 70°C | | |
|----------------------------------|----------------------------------|------|------------|---------------------------------------|------|------------|--------------------|------|------------|
| | Fast | Slow | Extra Slow | Fast | Slow | Extra Slow | Fast | Slow | Extra Slow |
| Tg1 - DMTA (°C) | 57 | 56 | 56 | 68 | 74 | 71 | 76 | 84 | 79 |
| Tg Ult - DMTA (°C) | 92 | 107 | 104 | 92 | 107 | 104 | 92 | 107 | 104 |
| Tg2 - DSC (°C) | 55 | 59 | 59 | 68 | 69 | 81 | 78 | 81 | 77 |
| Cured Density (g/cm³) | - | - | - | - | - | - | 1.18 | 1.17 | 1.13 |
| Linear Shrinkage (%) | - | - | - | - | - | - | 1.15 | 1.22 | 1.06 |
| Cleavage Strength (kN) | 12 | 12 | 11 | 12 | 16 | 13 | 13 | 15 | 13 |
| Shear Strength on Steel (MPa) | 37 | 38 | 29 | 37 | 39 | 37 | 42 | 40 | 36 |
| Shear Strength Wet Retention (%) | 95 | 93 | 115 | 94 | 94 | 88 | 82 | - | - |

Notes: *Due to the thixotropic and filled nature of this system, these values are only indicative.

All figures quoted are indicative of the properties of the product concerned. Some batch to batch variation may occur.

† All times are measured from when resin and hardener are first mixed together



KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM
DIREKTORAT JENDERAL BINA MARGA
BALAI BESAR PELAKSANAAN JALAN NASIONAL IV
DIVISI PERENCANAAN DAN PELAKSANAAN JALAN NASIONAL, PROVINSI JAWA BARAT
PUSKAS PERENCANAAN DAN PELAKSANAAN JALAN NASIONAL, JALAN I
R. & S. Hutanin No. 100 A, Tegalwangi-Bojonegara, 46044, Telp./Faks. (086) 900754, 900688

KEGIATAN PELAKSANAAN :
PERENCANAAN TEKNIS
JEMBATAN CIWARINGIN
PAKET SWAKELOLA

NO. PAKET : -
NO. LINK : -
NAMA RUMAH : JEMBATAN CIWARINGIN
PROVINSI : JAWA BARAT

Digambar Oleh :

[Signature]
M. Nurhikmah Syahid
Insinyur

Direncanakan Oleh :

[Signature]
Ir. Nono Subono, MT
Struktur Engineer

Diperiksa Oleh :

[Signature]
Ir. Purno Huda
Tugas Insinyur

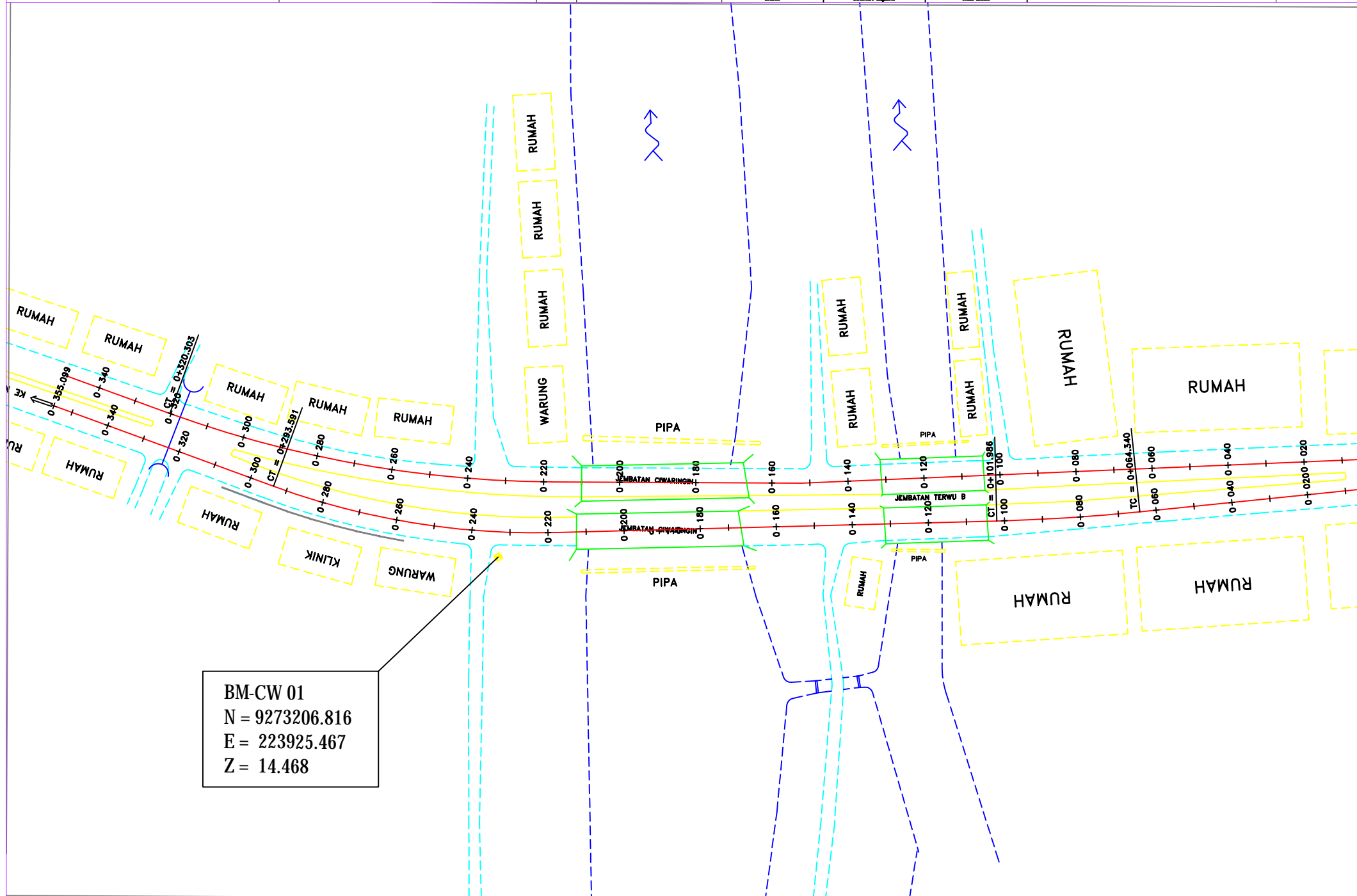
JUDUL GAMBAR :

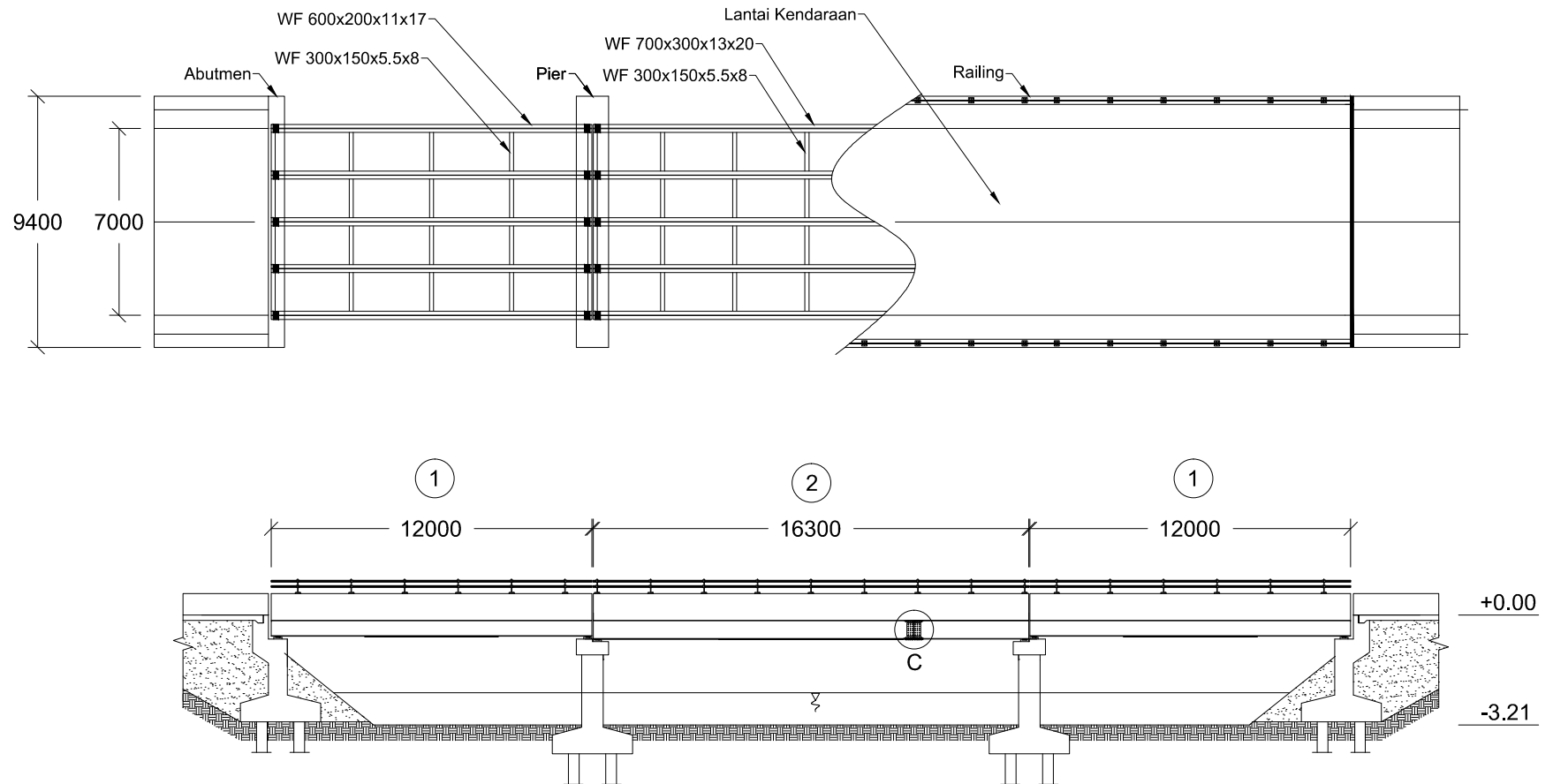
SITUASI
EXISTING JBT. CIWARINGIN
KM CN. 18+700

No. Lembar : 1/2

SKALA : 1:1000

Tanggal : -





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

1. Denah
2. Potongan Memanjang

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

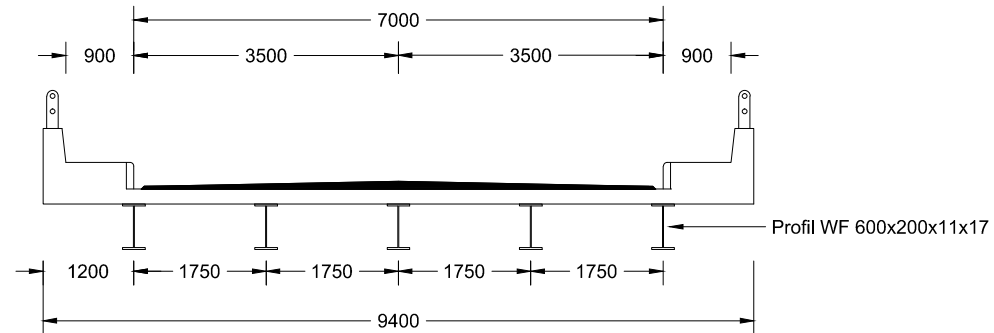
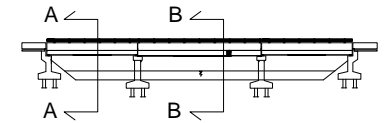
mm

SKALA

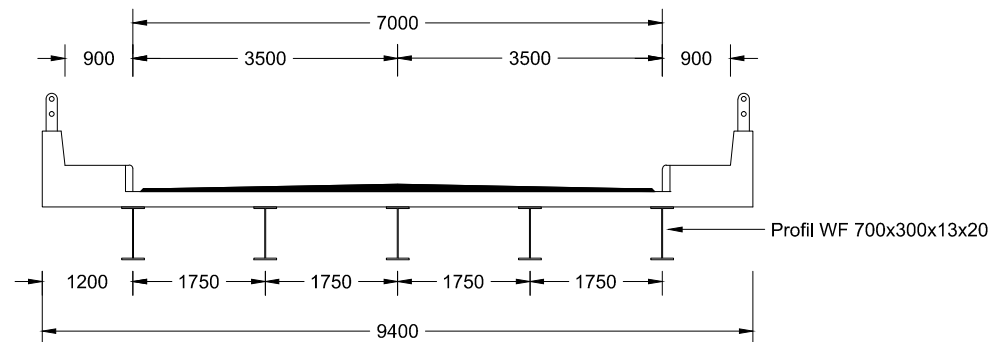
1 : 250

HALAMAN

1 13



Potongan A-A



Potongan B-B



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang Tengah Bentang

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

mm

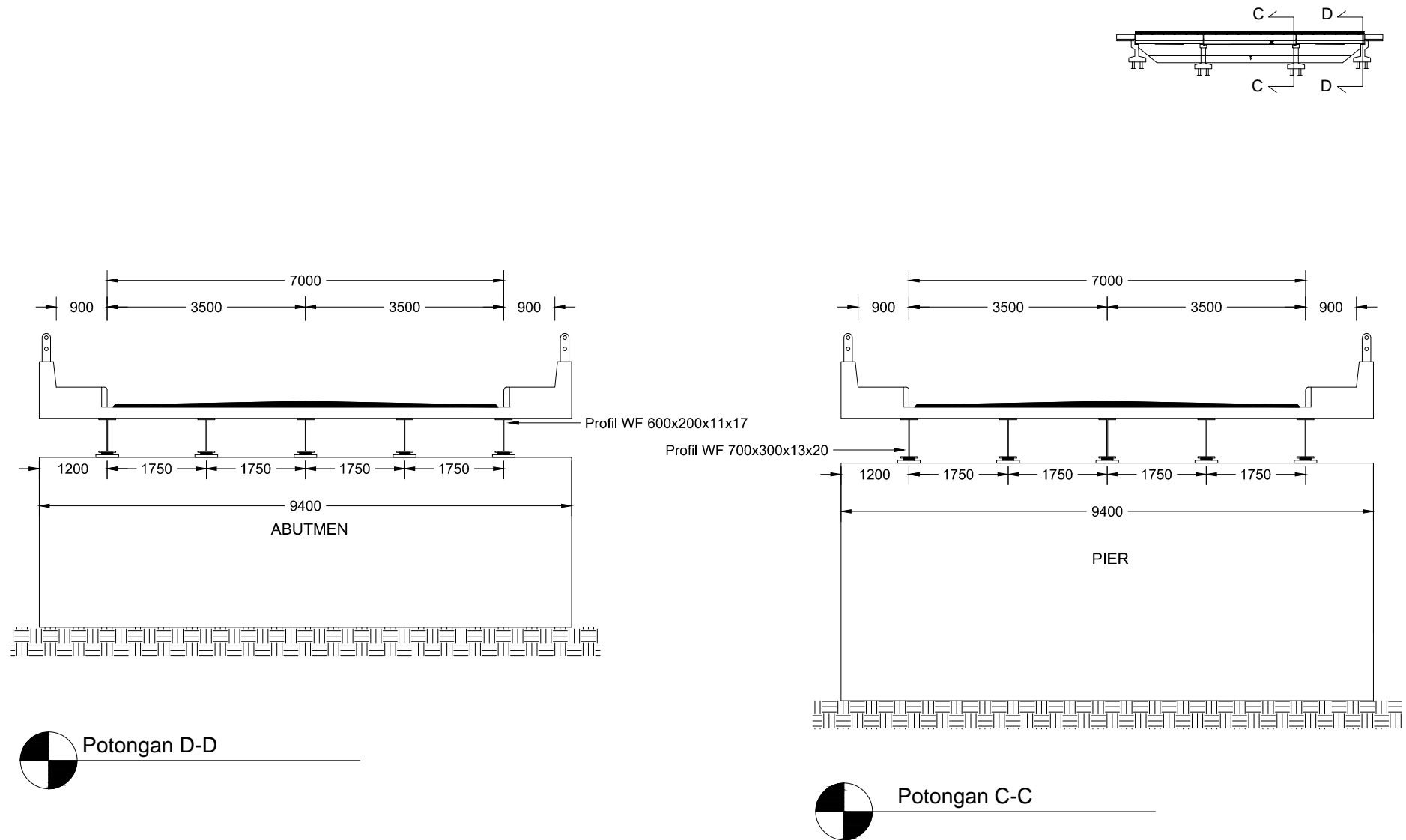
SKALA

1 : 100

HALAMAN

2

13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR
Tampak Melintang Pada Perletakan

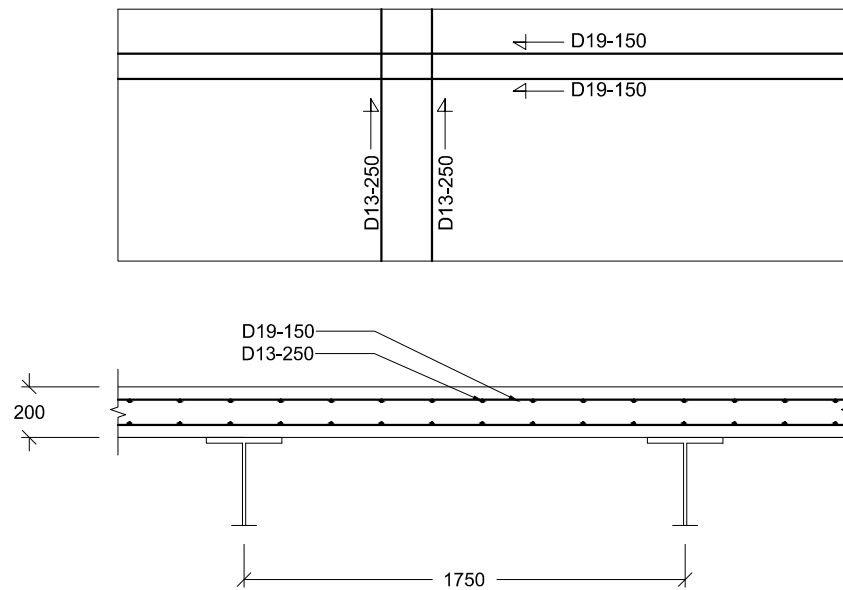
DOSEN ASISTENSI
Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA
Rayhan Ariwardhana

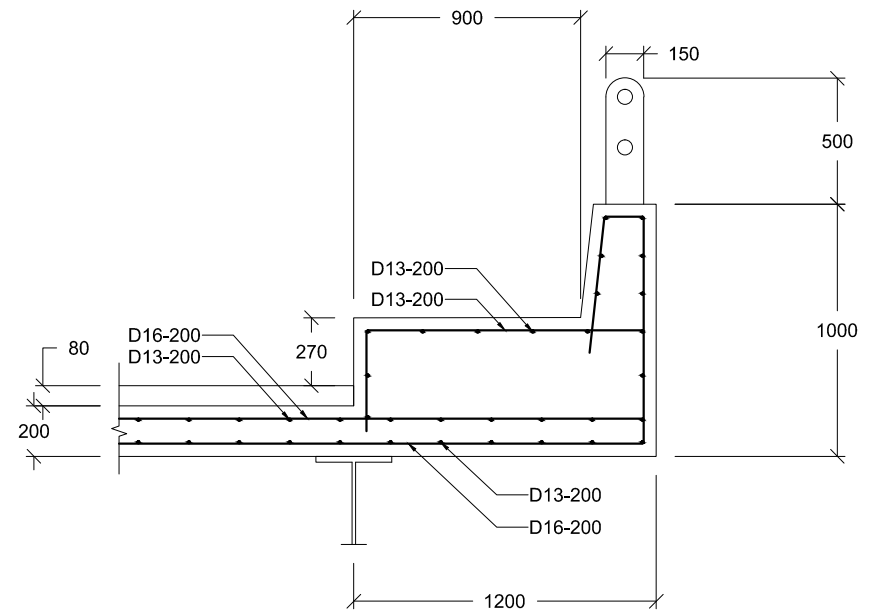
SATUAN
mm

SKALA
1 : 100

HALAMAN
3 13



Detail Penulangan Plat Lantai



Detail Penulangan Trotoar



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

1. Detail Penulangan Lantai Kendaraan
2. Detail Penulangan Trotoar

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

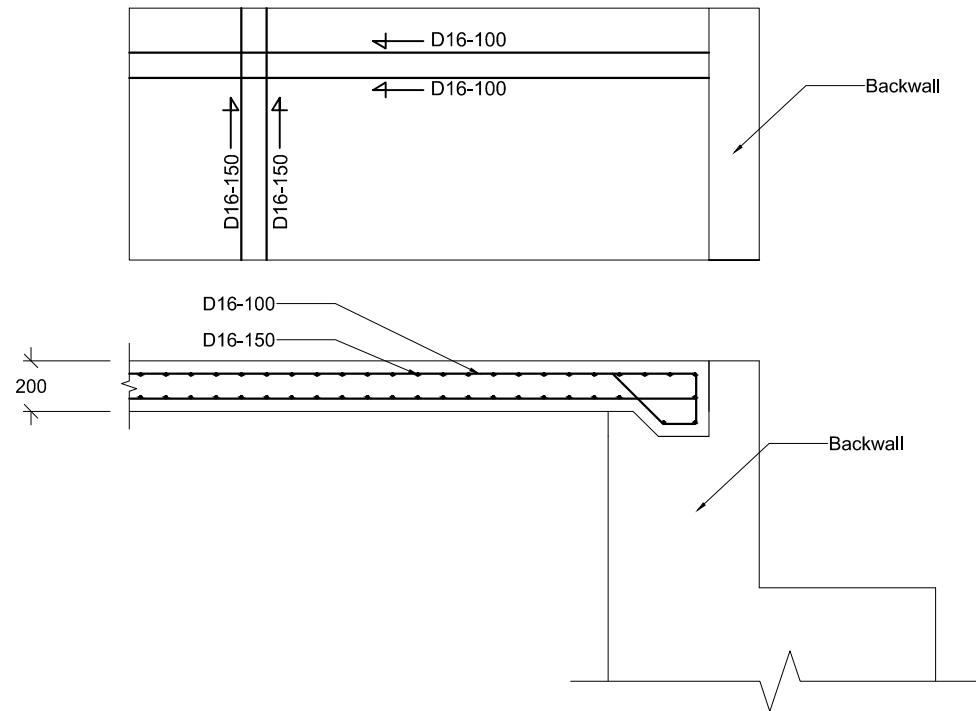
mm

SKALA

1 : 30

HALAMAN

4 13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

1. Detail Penulangan Plat Injak

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

mm

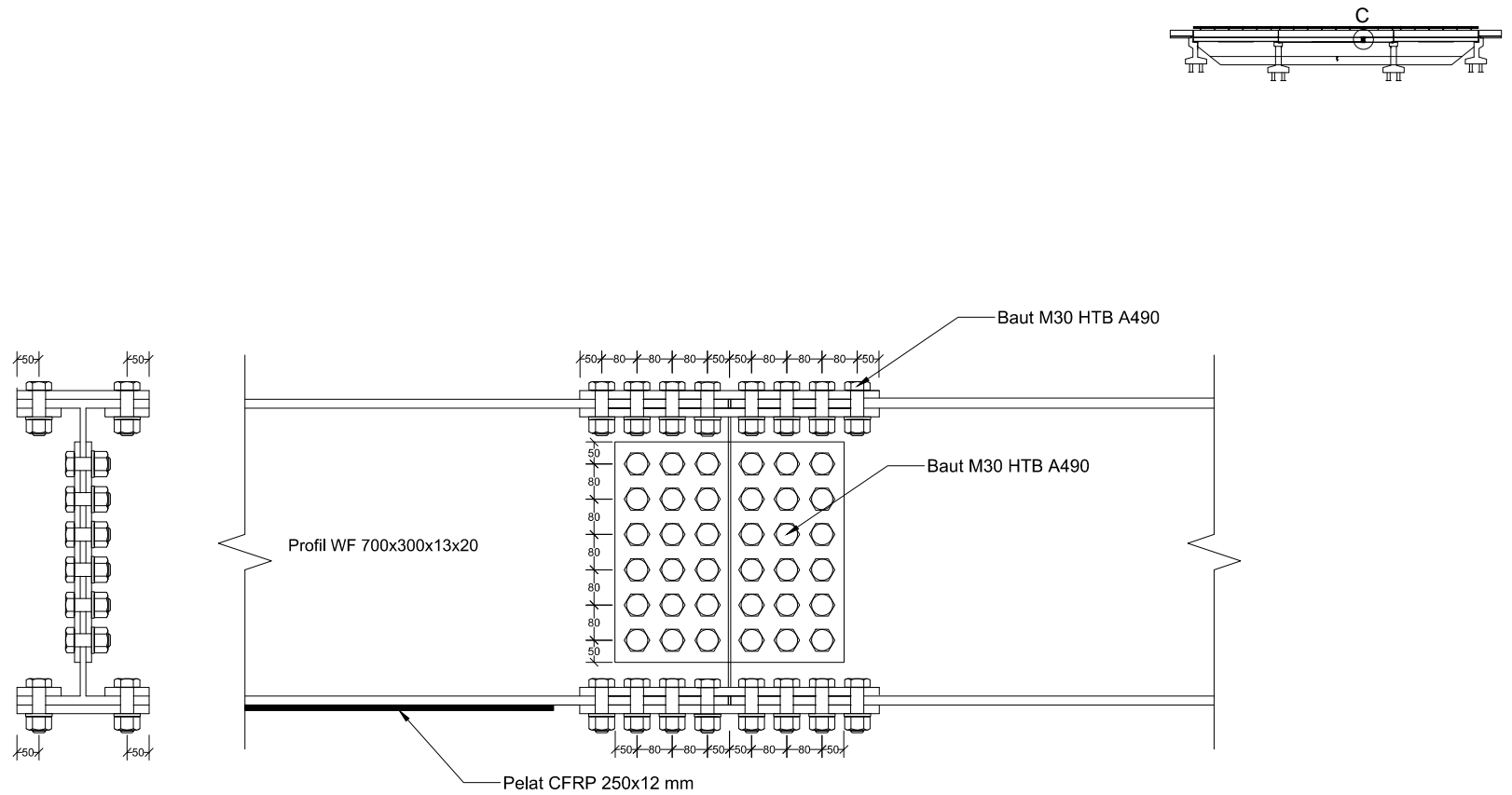
SKALA

1 : 30

HALAMAN

5

13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

1. Detail Sambungan Titik C

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

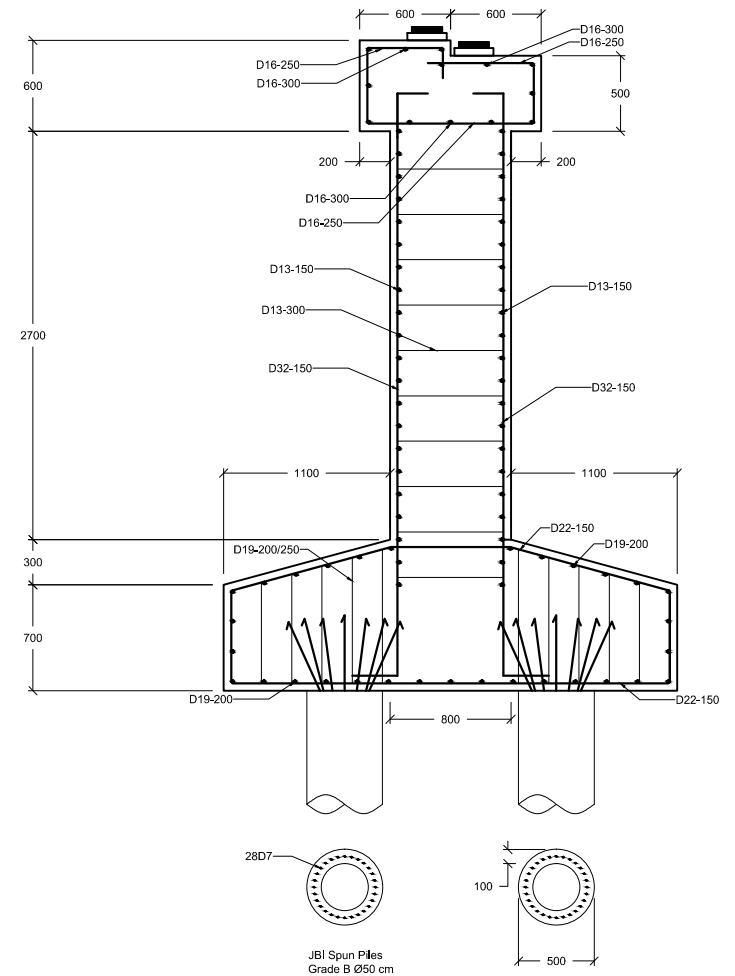
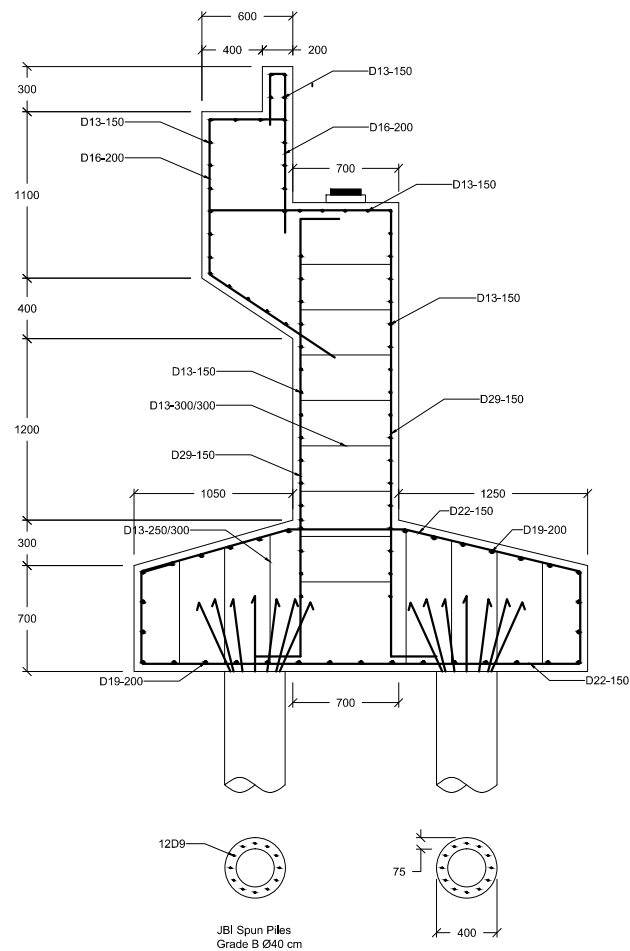
mm

SKALA

1 : 16

HALAMAN

6 13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Bangunan Bawah

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

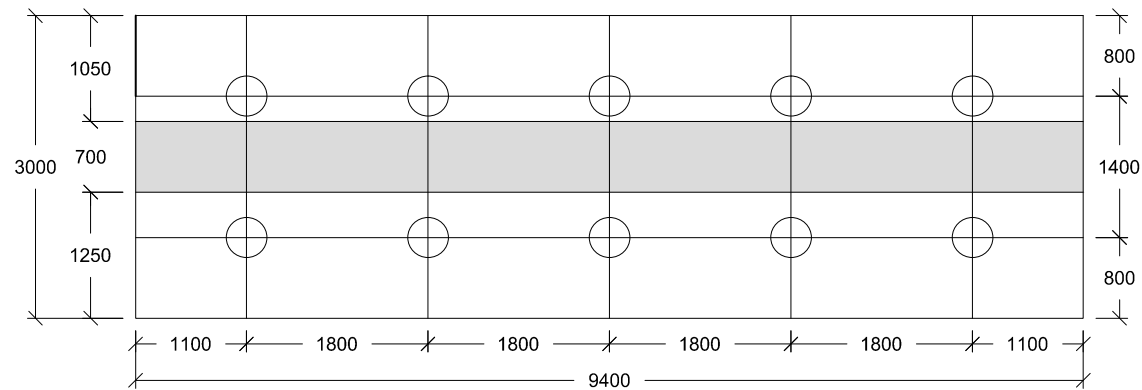
mm

SKALA

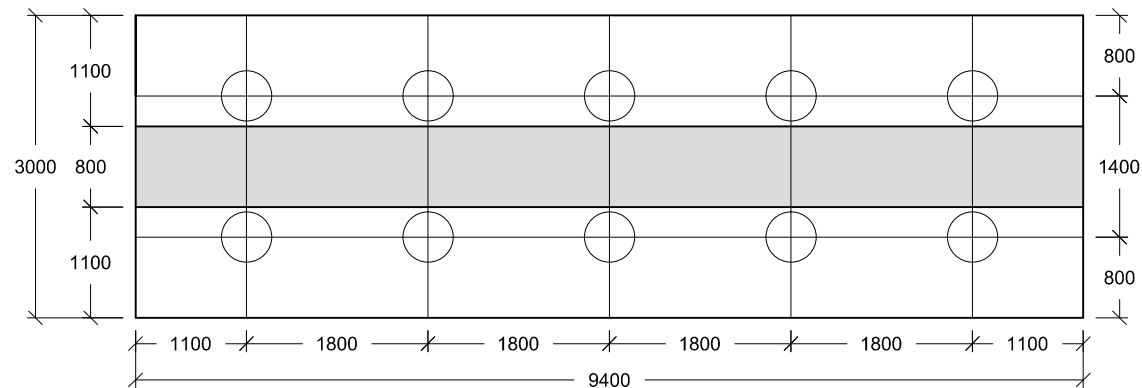
1 : 50

HALAMAN

7 13



Denah Pondasi Aburmen



Denah Pondasi Pier



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Denah Pondasi

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

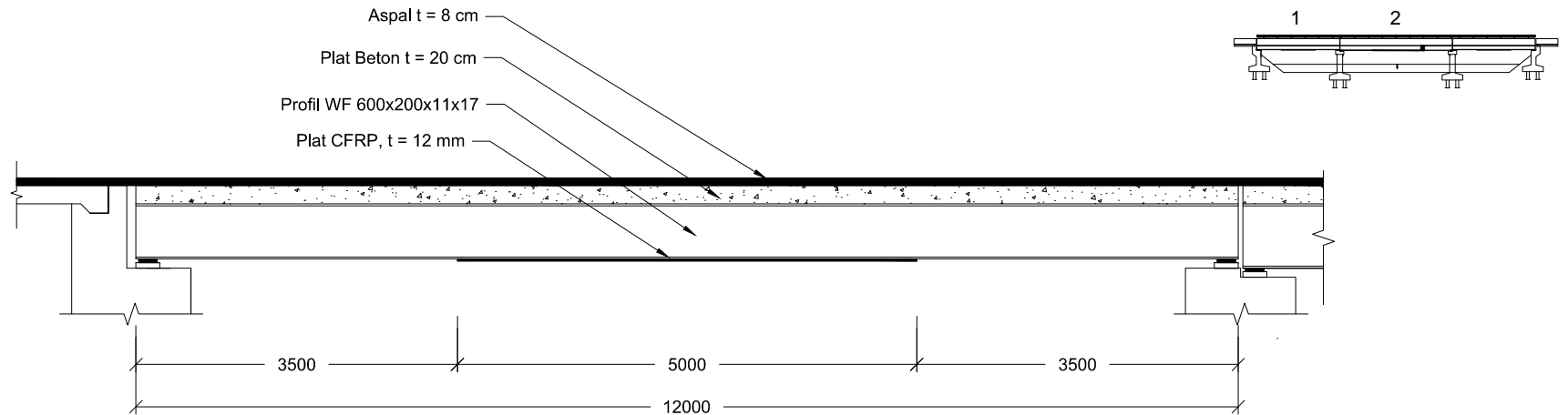
mm

SKALA

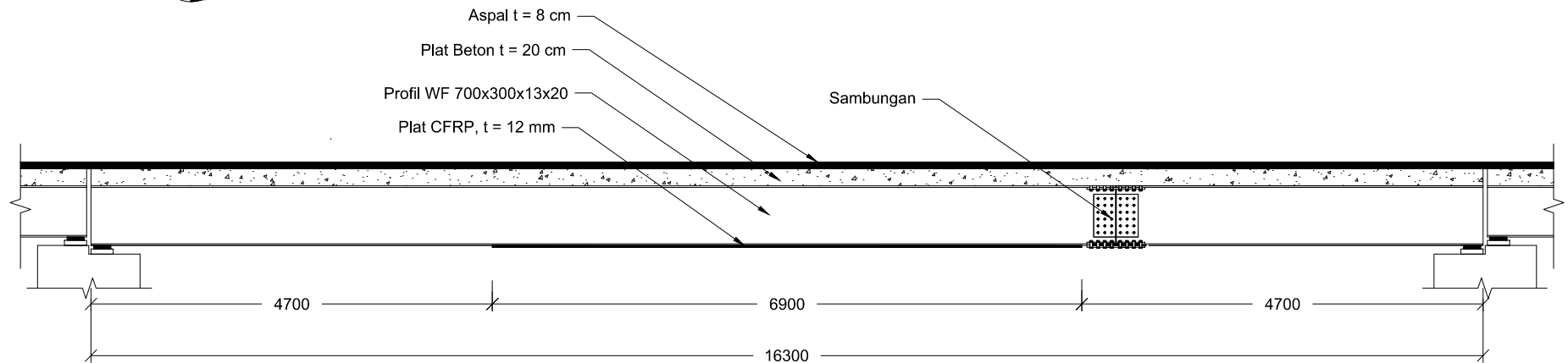
1 : 75

HALAMAN

8 13



Tampak Memanjang Bentang 1



Tampak Memanjang Bentang 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Tampak Memanjang Gelagar
setelah diperkuat

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

mm

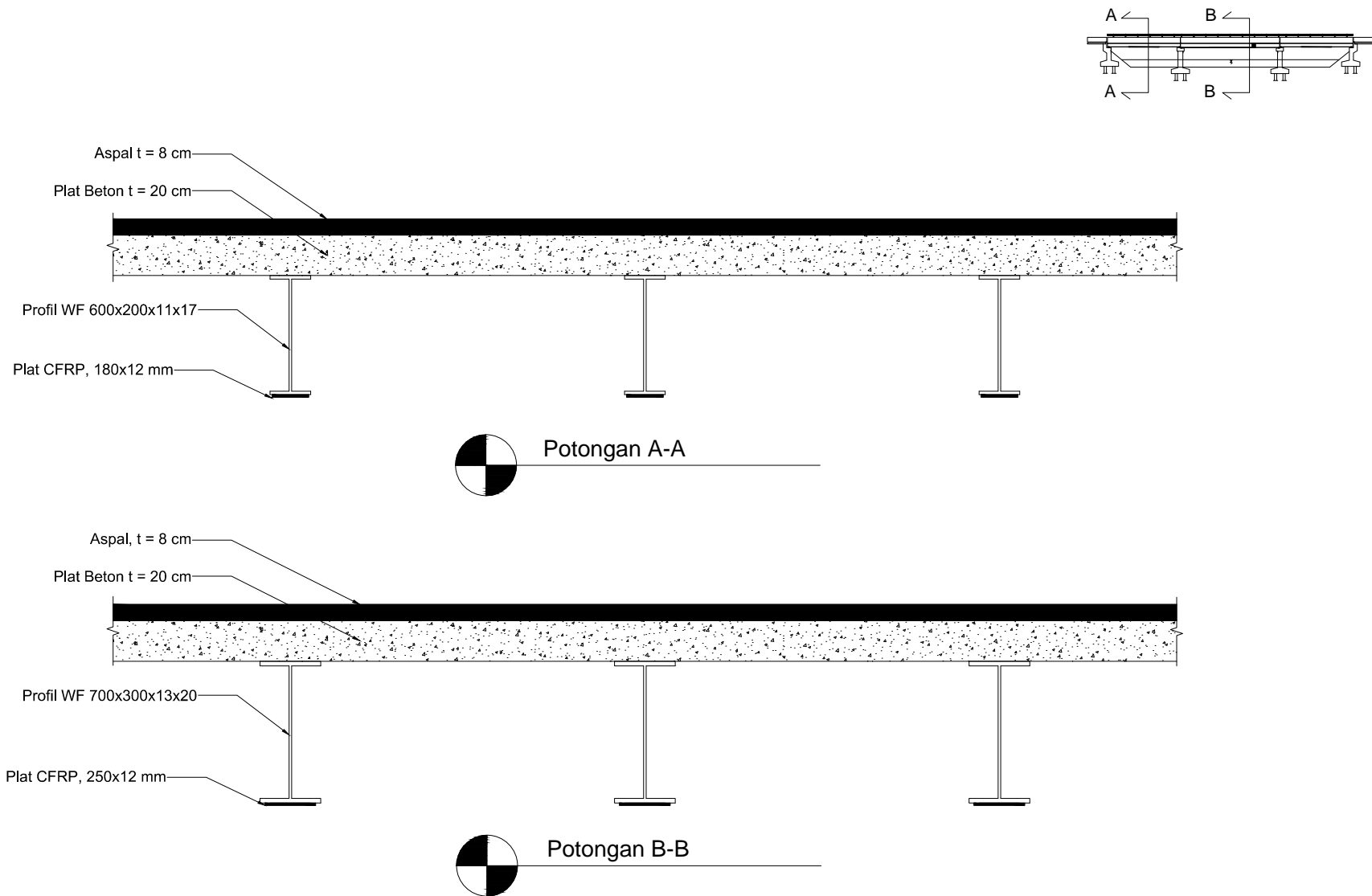
SKALA

1 : 75

HALAMAN

9

13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Detail Balok Setelah Diperkuat

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

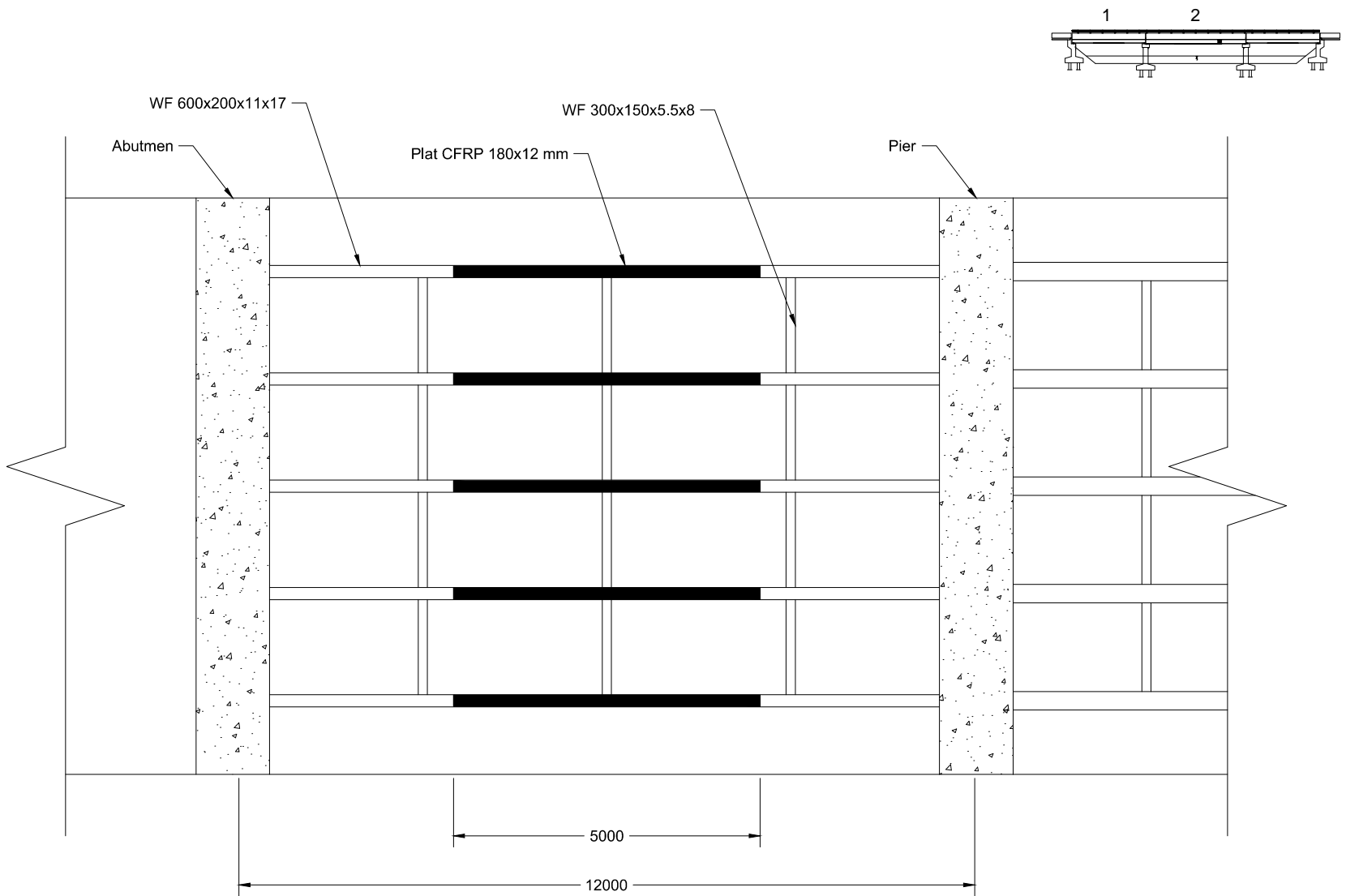
mm

SKALA

1 : 30

HALAMAN

10 13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Tampak Bawah Bentang 1

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

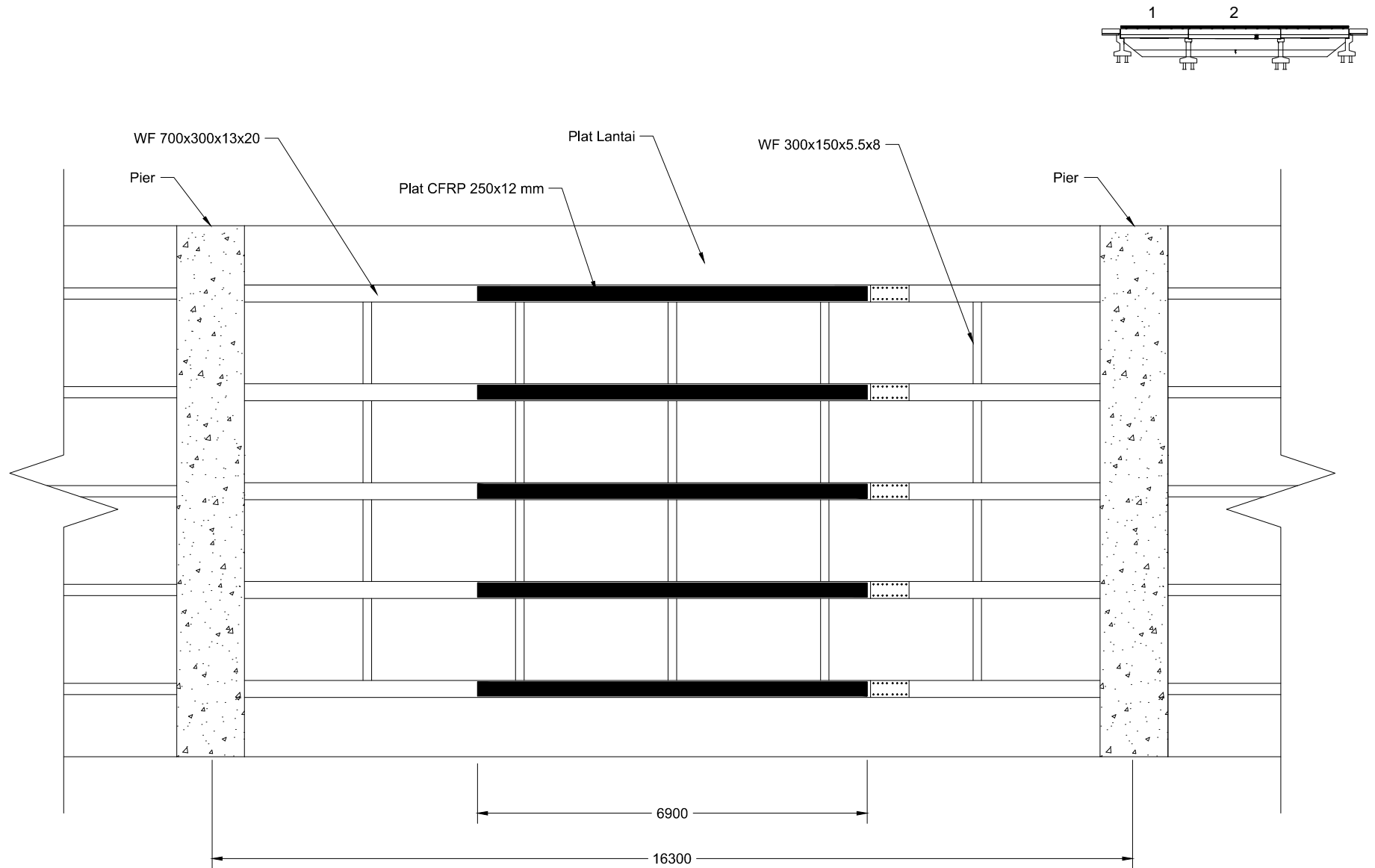
mm

SKALA

1 : 100

HALAMAN

11 13



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

1. Tampak Bawah Bentang 2

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

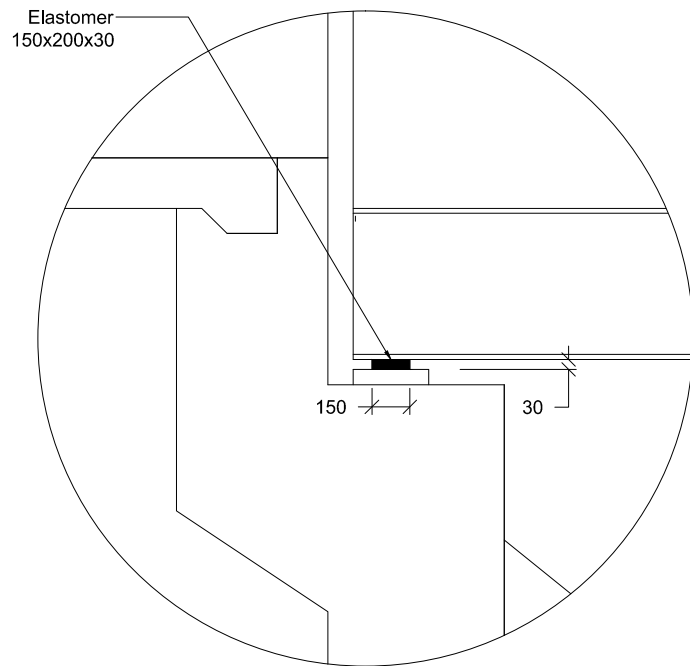
mm

SKALA

1 : 30

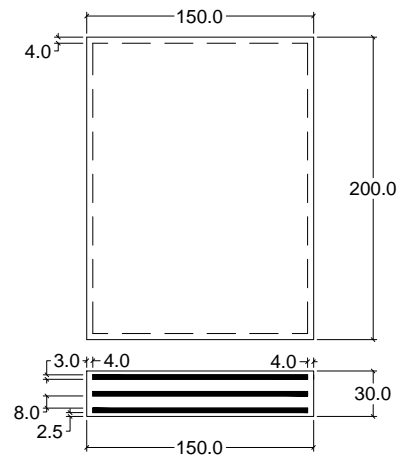
HALAMAN

12 13

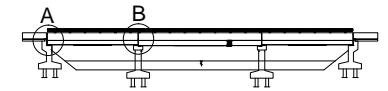


Detail A
Skala 1 : 30

Freyssinet Elastomeric Bearing Standard Bearing Type B IRHD 60



Detail Elastomer
Skala 1 : 5



Elastomer
150x200x30

Elastomer
150x200x30



Detail B
Skala 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR

Detail Elastomer

DOSEN ASISTENSI

Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

MAHASISWA

Rayhan Ariwardhana

SATUAN

mm

SKALA

1 : 30
1 : 5

HALAMAN

13 13

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya pada tanggal 01 Mei 1994, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara dengan nama lengkap Rayhan Ariwardhana. Penulis telah menempuh pendidikan formal pada SDN Wonorejo 274 Surabaya (2000-2006), SLTPN 1 Surabaya (2006-2008), SMAN 6 Surabaya (2008-2011) dan terdaftar sebagai mahasiswa Teknik Sipil pada tahun 2011 dengan NRP 3111100050 melalui jalur SNMPTN.

Di jurusan teknik sipil, penulis mendalami bidang studi struktur. Selama kuliah, penulis pernah aktif sebagai anggota UKM ITS Badminton Community (IBC). Pada semester 7, penulis memutuskan untuk mengambil matakuliah mengenai jembatan bentang panjang karena dirasa menarik untuk di pelajari.

email: rayhan_s54@yahoo.com, rayhan.s54@gmail.com